



Universidade de Aveiro
2012

Departamento de Engenharia Civil

**ANA FILIPA PIRES
RODRIGUES**

**SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES MISTAS – CASO DO
VIADUTO DO CORGO**



**Ana Filipa Pires
Rodrigues**

SOLUÇÕES DE FUNDAÇÕES MISTAS – CASO DO VIADUTO DO CORGO

Nº. Mec. 41840

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica da Doutora Margarida Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Agostinho Mendonça, da Empresa Soares da Costa.

o júri

presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto

Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra

Prof.^a Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Doutor António Agostinho Martins Mendonça

Engenheiro representante da empresa Soares da Costa

agradecimentos

Gostaria de expressar aqui a minha sincera gratidão e reconhecimento a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

Contudo não posso deixar de expressar o meu especial agradecimento:

À minha orientadora Professora Doutora Margarida Pinho Lopes por toda a disponibilidade, paciência, interesse e apoio que sempre demonstrou, bem como pela prontidão que sempre me recebeu para a resolução de qualquer problema;

Ao meu coorientador Doutor Agostinho Mendonça pela motivação que me transmitiu, pela ajuda e orientação da minha pesquisa e pela disponibilidade manifestada;

Ao Departamento de Engenharia Civil pela concessão do programa PLAXIS 2D v.8.6. e de todo o equipamento necessário para a realização dos ensaios numéricos presentes neste trabalho;

A todos os meus amigos, pela importância da sua presença ao longo deste percurso académico, por todo o apoio e motivação demonstrado durante a realização deste trabalho, em especial à Maria Matos, Beatriz Martins, Sofia Oliveira, Soraia Silva, Andreia Coutinho, Ana Neves, David Lourenço, Filipe Soares, Rui Martins, Vítor Silva, Joel Castanheira, Pedro Narra e Diogo Limas.

Finalmente deixo uma palavra de sincera gratidão aos meus pais, Maria Rodrigues e Fernando Rodrigues, ao meu irmão, Luís Rodrigues, e a todos os meus familiares pelo apoio manifestado ao longo de todo este percurso, pela amizade e carinho demonstrado, pois a eles devo o meu desejo de concretizar este trabalho.

palavras-chave

Fundação mista, microestaca, maciço de encabeçamento, ábaco de pré-dimensionamento

resumo

O presente trabalho teve como objetivo o estudo de fundações mistas, fundações estas constituídas por uma fundação profunda (neste caso microestacas) com uma fundação superficial (maciço de encabeçamento), em terrenos de boa a média qualidade.

Para tal, foram realizadas várias modelações numéricas a partir dos resultados experimentais extraídos de um ensaio de carga de compressão a uma microestaca de ensaio. Essa microestaca representa a fundação profunda de um pilar, denominado pilar P18bis, da obra Viaduto do Corgo, situada em Vila Real. Para o cálculo numérico foi usado o programa PLAXIS 2D v.8.6., que recorre a um modelo de elementos finitos. A realização destas modelações numéricas teve como intuito o estudo do comportamento da fundação mista, nomeadamente em função das características de deformabilidade do maciço rochoso de fundação.

Os resultados das modelações numéricas realizadas permitiram a construção de ábacos de pré-dimensionamento para as várias classes de maciço rochoso consideradas. O objetivo destes ábacos é facilitar o pré-dimensionamento de uma fundação mista, pois através destes e sabendo o módulo de deformabilidade do maciço de fundação, é possível estimar a parcela da força axial (em percentagem) aplicada exteriormente que a microestaca absorve. A restante força é transmitida para o maciço de encabeçamento.

De forma complementar, foram realizadas modelações numéricas da dimensão do maciço de encabeçamento de forma a compreender a influência no comportamento da fundação mista. Seguidamente, foram analisados modelos adicionais de uma fundação mista constituída por três microestacas. Aqui, variou-se o espaçamento entre as mesmas, para as diferentes classes de maciço rochoso consideradas, e observou-se o contributo de cada uma delas na capacidade da fundação mista. Analisou-se ainda a fundação mista do pilar P18 do Viaduto do Corgo.

keywords

Mixed foundation, micropile, pre-design, abacus

abstract

The present work aimed the study of mixed foundations, comprised by a deep foundation (in this case micropiles), with a shallow foundation (pre-design) in ground quality ranging from good to medium.

Several numerical analyses were carried out, based on the experimental results from a loading compressing test in a micropile. This micropile represents the deep foundation of a column, termed as P18bis, of Viaduto do Corgo, located in Vila Real. The software employed for the numerical analysis was PLAXIS 2D v8.6, which uses a finite element approach for its calculations. This numerical trial allowed studying the behavior of the mixed foundation, namely the deformation characteristics of the rock layer.

The results of the numerical analysis allowed the development of abacus for preliminary design of mixed foundations according to the various classes of rock mass. Through the usage of the aforementioned abacus and knowing the deformation modulus, it is possible to estimate the amount of axial force (in percent) that will have to be supported by the micropile. The remaining loading is assumed to be transferred to the rock layer.

In addition, a set of numerical analysis was also performed, with the purpose of assessing the influence of the size of the solid header, in the behavior of the mixed foundation. Furthermore, other tests were carried out considering a mixed foundation composed by three micropiles. Here, the space between the elements was consistently altered, in order to understand the contribution of each micropile to the capacity of the mixed foundation. Moreover, it was analysed the foundation of the column P18.

ÍNDICE

Índice	i
Índice de figuras	iii
Índice de tabelas	vii
Simbologia e acrónimos	ix
1. Motivação	1
2. Reforço de fundações	3
2.1. Introdução	3
2.2. Razões para o reforço de fundações	4
2.3. Passos importantes para o reforço de fundações	4
2.4. Técnicas de reforço de fundações.....	5
3. Reforço por microestacas	7
3.1. Definição de microestaca.....	8
3.2. Exigências para a execução de microestacas.....	9
3.3. Fases de execução.....	9
3.4. Dimensionamento e verificação da segurança.....	12
3.5. Vantagens e desvantagens da utilização de microestacas	13
4. Dimensionamento.....	15
4.1. Generalidades	15
4.2. Fundações superficiais.....	15
4.2.1. Estados limites a considerar	15
4.2.2. Capacidade de carga	16
4.3. Fundações profundas	18
4.3.1. Estados limites a considerar	19
4.3.2. Capacidade de carga	19
4.4. Fundações mistas.....	23
4.4.1. Fundações mistas e o seu interesse económico	24
5. Ensaaios de carga	25
5.1. Generalidades	25
5.2. Ensaaios de carga estática	25
5.3. Ensaaios de carga dinâmica.....	26
5.4. Woodpecker.....	27
5.5. PDA/DLT	27
5.6. Statnamic	28
5.7. SIT	29
6. Caso de estudo – Fundações do Viaduto do Corgo	31
6.1. Enquadramento geológico-geotécnico	31
6.2. Descrição da solução	32
6.2.1. Sub-Viaduto Central	33
6.2.2. Sub-Viadutos Poente e Nascente	35
6.3. Processos construtivos	36
6.4. Verificação da segurança.....	37
6.5. Aspetos particulares da obra.....	38
6.5.1. Ação do vento	38
6.5.2. Ação sísmica.....	39
6.5.3. Conclusões do comportamento da estrutura.....	39
6.6. Fundações do Viaduto do Corgo	39

7.	Descrição do ensaio de carga no pilar P18bis	41
7.1.	Condições geológicas e geotécnicas	41
7.2.	Microestaca de ensaio	41
7.3.	Ensaio	43
7.4.	Resultados obtidos.....	44
8.	Análise numérica através de elementos finitos PLAXIS 2D v.8.6	45
8.1.	Generalidades	45
8.2.	Descrição da modelação com o PLAXIS 2D v.8.6	46
8.2.1.	Geometria do problema	46
8.2.2.	Modelos constitutivos utilizados	49
8.2.3.	Parâmetros utilizados	50
9.	Análise de resultados.....	59
9.1.	Influência da geometria considerada.....	59
9.2.	Retroanálise do ensaio de carga	61
10.	Ábacos de pré-dimensionamento	69
10.1.	Introdução.....	69
10.2.	Ábacos para as diferentes classes de maciços rochosos.....	70
10.3.	Ábacos gerais	73
11.	Análises numéricas do efeito do maciço de encabeçamento.....	79
11.1.	Considerações iniciais	79
11.2.	Resultados dos ensaios para uma carga concentrada	80
11.3.	Aplicação de uma carga distribuída	83
12.	Análises numéricas com três microestacas e um maciço de encabeçamento	91
12.1.	Considerações iniciais	91
12.2.	Geometria do problema.....	91
12.3.	Análise de resultados.....	92
13.	Aplicação num caso prático	99
13.1.	Introdução.....	99
13.2.	Análise numérica do problema.....	101
13.3.	Pré-dimensionamento tipo 1)	103
13.4.	Pré-dimensionamento tipo 2)	104
13.5.	Pré-dimensionamento tipo 3)	105
13.6.	Conclusões	105
14.	Estudo económico	107
14.1.	Introdução.....	107
14.2.	Relação custo-módulo de deformabilidade do maciço de fundação	107
14.3.	Conclusões	109
15.	Conclusões	111
	Referências Bibliográficas	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Reforço das fundações na Baixa Pombalina, Lisboa 1775, com recurso a estacas de madeira (Ramos e Lourenço, 2000).....	4
Figura 2 - Utilização de microestacas no reforço de uma fundação (Sampaio, 2011)	7
Figura 3 - Microestacas executadas (Gonçalves, 2010)	8
Figura 4 - Representação das diferentes fases de execução de uma microestaca (Neves, 2010).....	10
Figura 5 - Máquina perfuradora para a execução de microestacas (Gonçalves, 2010)	10
Figura 6 - Perfis tubulares de microestacas (Gonçalves, 2010)	11
Figura 7 - Selagem de microestacas (Gonçalves, 2010).....	11
Figura 8 – Versatilidade da aplicação de microestacas (Gonçalves, 2010).....	13
Figura 9 – Representação dos diferentes tipos de fundações e respetivas solicitações verticais (Borel, 2001)	24
Figura 10 - Prova de carga estática (Neves, 2010)	26
Figura 11 - Ensaio de Prova Dinâmica (Análise, 2009)	27
Figura 12 – Equipamento Statnamic utilizado no ensaio ocorrido no Aeroporto Internacional de Miami (Bermingham, 2006)	29
Figura 13 – Corte longitudinal dos pilares P15 a P22 do projeto do Viaduto do Corgo (Barata, 2009)	31
Figura 14 – Imagem atual das obras do Viaduto do Corgo (Costa, 2012)	33
Figura 15 – Sub-viaduto Central em construção (Costa, 2012)	34
Figura 16 – Tabuleiro do sub-viaduto Poente em construção (Melo, 2011)	35
Figura 17 – Imagem virtual do futuro Viaduto do Corgo (Chaves, 2011)	36
Figura 18 – Representação esquemática do ensaio das microestacas (Mendonça, 2010) ...	42
Figura 19 - Disposição da primeira geometria do problema: 6 materiais no terreno de fundação.....	47
Figura 20 – Disposição da segunda geometria do problema: 3 materiais no terreno de fundação.....	48
Figura 21 - Disposição da terceira geometria do problema: terreno de fundação uniforme	48
Figura 22- Representação das tensões efetivas iniciais para a primeira geometria, consideração de 6 materiais no terreno de fundação	49
Figura 23 – Excerto dos resultados da sondagem SVC12 realizada ao terreno de fundação	52
Figura 24 - Relação entre o módulo de deformabilidade <i>in situ</i> e o RMR (Wyllie, 1999) .	53
Figura 25 – Esquema das diferentes geometrias do terreno de fundação.....	59
Figura 26 - Comparação entre os resultados obtidos para as diferentes geometrias com os resultados do ensaio realizado ao pilar P18bis	60
Figura 27 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR mínimo, RMR médio e Ensaio com as características relativas à classificação de maciços de Bieniawski (1989) para $R_{inter}=0,5$	62

Figura 28 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR mínimo, RMR médio e Ensaio com as características relativas à classificação de maciços de Bieniawski (1989) para $R_{inter}=0,9$	62
Figura 29 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR máximo, RMR médio, RMR mínimo e Ensaio para $R_{inter}=0,5$ e $c'=600$ kPa	63
Figura 30 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR máximo, RMR médio, RMR mínimo e Ensaio para $R_{inter}=0,9$ e $c'=600$ kPa	63
Figura 31 – Localização dos pontos de plastificação (representados a branco) no colapso do maciço rochoso para RMR máximo com $R_{inter}=0,5$ ao terceiro carregamento (1705 kN)	64
Figura 32 - Gráfico de forças axiais-carregamentos de RMR máximo, RMR médio e RMR mínimo para $R_{inter}=0,5$ e $c'=600$ kPa.....	64
Figura 33 - Gráfico de forças axiais-carregamentos RMR máximo, RMR médio e RMR mínimo para $R_{inter}=0,9$ e $c'=600$ kPa.....	65
Figura 34 - Gráfico deslocamentos-carregamentos para comparação da primeira geometria do terreno de fundação com o ensaio ao pilar P18bis	66
Figura 35 - Diagrama de esforço axial na microestaca após o último carregamento (3100 kN) para a primeira geometria, c' de 700 kPa e R_{inter} de 0,9 na primeira camada e c' de 750 kPa e R_{inter} de 0,8 nas restantes camadas, E de 6 GPa, 7 GPa, 7,5 GPa e 8 GPa dependendo da camada de maciço rochoso em questão.....	67
Figura 36 – Ábaco de pré-dimensionamento para uma classe IV de maciço rochoso: R_{inter} de 0,5; 0,7 e 0,9	71
Figura 37 - Ábaco de pré-dimensionamento para uma classe III de maciço rochoso: R_{inter} de 0,3; 0,5; 0,7 e 0,9	71
Figura 38 - Ábaco de dimensionamento para uma classe II de maciço rochoso: R_{inter} de 0,3; 0,5; 0,7 e 0,9.....	72
Figura 39 - Ábaco de dimensionamento para uma classe I de maciço rochoso: R_{inter} de 0,3; 0,5; 0,7 e 0,9.....	73
Figura 40 – Ábaco de pré-dimensionamento com todos os resultados obtidos: $R_{inter}=0,9$; 0,7; 0,5 e 0,3.....	74
Figura 41 – Ábaco de pré-dimensionamento onde estão considerados apenas alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso	75
Figura 42 - Ábaco de pré-dimensionamento com aproximação de todos os resultados obtidos por uma única linha	76
Figura 43 – Ábaco de pré-dimensionamento para todos os resultados obtidos ($R_{inter}=0,9$; 0,7; 0,5 e 0,3) incluindo a sua aproximação numa única linha (média).....	77
Figura 44 – Variação das dimensões do maciço de encabeçamento consideradas	79
Figura 45 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 1,75 m... 81	
Figura 46 – Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a 6,615 m ² . 81	
Figura 47 - Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 2,5 m..... 82	

Figura 48 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $A=1,5$ a $6,615\text{ m}^2$.	83
Figura 49 – Esquema da fundação mista estudada	84
Figura 50 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $B=0,75$ a 3 m	85
Figura 51 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $A=1,5$ a $6,615\text{ m}^2$..	85
Figura 52 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $B=0,75$ a 3 m	86
Figura 53 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $A=1,5$ a $6,615\text{ m}^2$.	86
Figura 54 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe II: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $B=0,75$ a 3 m	87
Figura 55 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe II: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $A=1,5$ a $6,615\text{ m}^2$...	87
Figura 56 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe I: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $B=0,75$ a 3 m	88
Figura 57 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe I: $R_{inter}=0,9; 0,5$ e $0,3$ e $A=1,5$ a $6,615\text{ m}^2$	88
Figura 58 – Descrição da geometria do problema, fundação mista com três microestacas	92
Figura 59 – Força axial absorvida pela microestaca central numa classe III de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	93
Figura 60 - Força axial absorvida pelas microestacas exteriores numa classe III de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	93
Figura 61 - Força axial absorvida pela microestaca central numa classe IV de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	94
Figura 62 - Força axial absorvida pela microestaca exterior numa classe IV de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	94
Figura 63 - Força axial absorvida pela microestaca central numa classe II de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	95
Figura 64 - Força axial absorvida pela microestaca central numa classe I de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	95
Figura 65 - Força axial absorvida pela microestaca exterior numa classe II de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	96
Figura 66 - Força axial absorvida pela microestaca exterior numa classe I de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1\text{ m}$ a 3 m	96
Figura 67 – Planta da fundação do pilar P18	99
Figura 68 – Corte transversal A – A' da fundação do pilar P18	100
Figura 69 – Disposição da geometria do problema (não está representada toda a malha)	102
Figura 70 – Relação entre comprimento da microestaca e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso para todos os resultados obtidos: $R_{inter}=0,9; 0,7; 0,5$ e $0,3$	108
Figura 71 – Relação entre o comprimento da microestaca e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso onde estão considerados apenas alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Etapas do dimensionamento de microestacas num contexto de reforço de fundações (Neves, 2010)	12
Tabela 2 – Valores de K e α propostos por Aoki-Velloso (1975)	21
Tabela 3 – Valores de F_1 e F_2 propostos por Aoki-Velloso (1975)	21
Tabela 4 – Valores do coeficiente C propostos por Decourt (1996) em função do solo junto à ponta da estaca (Soares (2012))	22
Tabela 5 – Estados limites associados aos diversos elementos estruturais	38
Tabela 6- Descrição dos principais resultados obtidos na repetição do ensaio ao pilar P18bis	44
Tabela 7 - Dados de saídas do PLAXIS (Output) adaptado de Araújo (2009)	46
Tabela 8 - Parâmetros geotécnicos para o modelo de Mohr-Coulomb no PLAXIS 2D v.8.6 (Araújo, 2009)	50
Tabela 9 – Rigidez do maciço de encabeçamento e da microestaca	50
Tabela 10 - Propriedades do maciço de encabeçamento e da microestaca	51
Tabela 11 – Propriedades gerais do maciço rochoso.....	51
Tabela 12 - Classificação geomecânica de rochas, adaptada de Bieniawski (1989).....	54
Tabela 13 - Valores assumidos para as diferentes grandezas intervenientes na classificação de Bieniawski (1989).....	55
Tabela 14 - Valores do módulo de deformabilidade para diferentes profundidades e para diferentes RMR	55
Tabela 15 - Valores do módulo de deformabilidade para diferentes profundidades e para diferentes RMR (continuação da Tabela 14).....	56
Tabela 16 – Classes de maciços rochosos adaptada de Bieniawski (1989).....	57
Tabela 17 – Tabela resumo dos ensaios realizados no capítulo 9	58
Tabela 18 – Valores das propriedades das diferentes geometrias de maciço rochoso utilizados nos ensaios numéricos.....	59
Tabela 19 - Valores das propriedades das diferentes geometrias de maciço rochoso utilizados nos ensaios numéricos (continuação da Tabela 18)	60
Tabela 20 - Valores da coesão e ângulo de atrito correlados a partir da classe de maciços de Bieniawski (1989)	61
Tabela 21 – Tabela resumo dos parâmetros considerados para a construção dos ábacos de pré-dimensionamento para cada classe de maciço rochoso.....	69
Tabela 22 - Tabela resumo dos parâmetros considerados para a construção dos ábacos de pré-dimensionamento para cada classe de maciço rochoso (continuação da Tabela 21)	70
Tabela 23 – Características dos terrenos para maciços de classe I a IV	80
Tabela 24 - Condições das análises numéricas realizadas para aumento das dimensões do maciço de encabeçamento	80
Tabela 25 – Resultados obtidos relativamente à força axial absorvida pelas microestacas constituintes do problema.....	102

Tabela 26 - Resultados obtidos relativamente à força axial absorvida pelas microestacas constituintes do problema (continuação da Tabela 25)	103
Tabela 27 – Valores da força axial absorvida pela microestaca calculados através da equação característica de cada uma das linhas potenciais das resistências de interface (da Figura 40)	104
Tabela 28 – Comparação de resultados dos diferentes casos de estudo.....	105

SIMBOLOGIA E ACRÓNIMOS

São utilizados os seguintes símbolos no desenvolvimento desta dissertação:

A_c	Área de betão
A_p	Área da seção transversal da ponta da estaca
A_{total}	Área total da estrutura
A_s	Área de aço
A'	Área efetiva da fundação
B	Largura da fundação
B'	Largura efetiva da fundação
C	Fator característico do solo
CPT	Ensaio de cone
c_u	Resistência não drenada
c'	Coesão em tensões efetivas
D_b	Diâmetro da base da estaca
d_c	Diâmetro da ponta do cone no ensaio CPTM
E	Módulo de deformabilidade
E_c	Módulo de deformabilidade do betão
E_{eq}	Módulo de deformabilidade equivalente
E_s	Módulo de deformabilidade do aço
F_1	Fator de correção da resistência de ponta da estaca
F_2	Fator de correção da resistência lateral da estaca
f_c	Atrito lateral unitário do ensaio CPT
f_l	Atrito lateral médio em cada camada de solo atravessado pela estaca
f_y	Resistência de cálculo do aço
I	Momento de inércia
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
L	Comprimento da fundação
L	Espaçamento entre as microestacas
L'	Comprimento efetivo da fundação
m	Expoente nas equações de cálculo do coeficiente de inclinação i
N_l	Média do ensaio N_{spt} ao longo do fuste

Soluções de Fundações Mistas – Caso do viaduto do Corgo

N_p	Média de três valores do ensaio N_{spt} (média do valor na zona da ponta da estaca, do valor imediatamente anterior e do valor imediatamente posterior)
N_{fc}	Média da resistência de ponta na camada de espessura Δl
N_{qc}	Resistência de ponta na cota de apoio da estaca
PDA/DLT	Pile Driving Analysis and Dynamic Load Testing
Q_{csup}	Carga absorvida pela fundação superficial
Q_{pi}	Carga absorvida pela ponta da estaca i
Q_{si}	Carga absorvida pelo fuste da estaca i
q	Pressão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecargas
q_c	Resistência de ponta do ensaio CPT
q_{c1}	Média dos valores de q_c do ensaio CPT, de uma camada de espessura igual a $8 D_b$, situada logo acima da ponta da estaca
q_{c2}	Média dos valores de q_c para uma espessura igual a $3,5 D_b$ situada logo abaixo da ponta da estaca
q'	Valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base de fundação, devido ao peso de terrenos sobrejacentes
R	Capacidade resistente do terreno
RMR	<i>Rock Mass Ratio</i>
R_p	Resistência de ponta
RQD	<i>Rock quality designation</i>
R_t	Resistência lateral
r_p	Atrito lateral obtido pelo ensaio CPT
SIT	Sonic Integrity Testing of Piles
SPT	Ensaio de penetração dinâmica
Statnamic	Pseudo Static Load Testing
U	Perímetro da secção transversal da ponta da estaca
V	Carga vertical
Woodpecker	Wood Integrity Testing
α	Inclinação da base da fundação em relação à horizontal
γ_{sat}	Peso volúmico saturado
γ_{unsat}	Peso volúmico seco
γ'	Peso volúmico submerso do solo

Δl	Espessura da camada de solo
ϕ'	Ângulo de atrito interno em tensões efetivas
δ	Ângulo de atrito da interface microestaca-terreno de fundação ou maciço-terreno de fundação

1. MOTIVAÇÃO

A obra do Viaduto do Corgo, obra integrada na Autoestrada Transmontana, apresenta-se como uma solução inovadora, realizada com sucesso. Inicialmente estava prevista a implementação de fundações indiretas por recurso a microestacas nos Pilares P15 a P19 mas, em alternativa, utilizou-se uma “fundação mista”, que levou à redução dos custos e do tempo de execução (Mendonça, 2011).

Encontrando-se os pilares estudados implantados em vertentes com elevado declive e em maciços de média a boa qualidade, concebeu-se uma solução pouco comum, associando uma fundação superficial a uma fundação profunda. Esta fundação profunda manteve o conceito original de microestacas, estando estas sujeitas a uma menor carga pois o maciço de fundação contribui significativamente para a absorção desta (Mendonça, 2011).

Neste trabalho pretendeu-se realizar o desenvolvimento de fundações mistas, quando estas são executadas em terrenos de boa a média qualidade. Desta forma, foram analisados os resultados de um dos três ensaios de carga executados na obra e, posteriormente foi feita uma modelação numérica com esses mesmos resultados. O objetivo desta modelação foi estudar a sensibilidade do comportamento da fundação mista relativamente às características de deformabilidade do maciço de fundação.

2. REFORÇO DE FUNDAÇÕES

2.1. Introdução

A necessidade de reforçar fundações superficiais tem vindo a aumentar, pois é cada vez mais necessário construir junto a obras existentes ou reforçar edifícios antigos. Este tipo de obra consiste na colocação de um suporte adicional às fundações já existentes, tendo como principal objetivo um incremento da capacidade de carga destas fundações.

Estes trabalhos são considerados bastante delicados devido, não só, à complexidade das operações que têm de executar, mas também aos modelos não convencionais de cálculo e à difícil e incerta estimativa de cargas (Carreto, 1989).

Segundo (Neves, 2010), em Portugal, apesar dos sucessos que se têm vindo a observar em algumas intervenções, os conhecimentos relativos a este tema ainda são um pouco escassos. Esta situação deve-se à exigência de mão-de-obra especializada, que é escassa no mercado português, situação que se reflete em projeto devido ao facto da existência diversas soluções, não havendo uma solução universal para todos os casos.

Uma das importantes técnicas reconstrutivas ocorridas em Portugal deu-se na Baixa Pombalina, em Lisboa, após o terramoto de 1775. A sua reconstrução originou diversos problemas construtivos ligados à grandiosidade da obra, à necessária rapidez de construção e também à sua viabilidade perante novas situações de risco. De forma a ultrapassar estes problemas foram implementados novos processos construtivos que tinham como principal objetivo a estabilidade dos edifícios perante ações sísmicas, segurança contra incêndios e uniformização dos elementos construtivos, tendo sempre em conta a rapidez e economia da construção (Ramos e Lourenço, 2000).

No que diz respeito ao reforço de fundações da Baixa Pombalina, após o conhecimento das características do maciço de fundação aí existente, optou-se por efetuar a transmissão das cargas para o solo através de um sistema de estacas de madeira com cerca de 150 mm de diâmetro. O conjunto destas estacas proporcionou uma boa consolidação do solo (Ramos e Lourenço, 2000).

A Figura 1 ilustra o reforço das fundações na Baixa Pombalina de Lisboa, após esta ter sido afetada pelo violento terramoto de 1775 (Ramos e Lourenço, 2000).

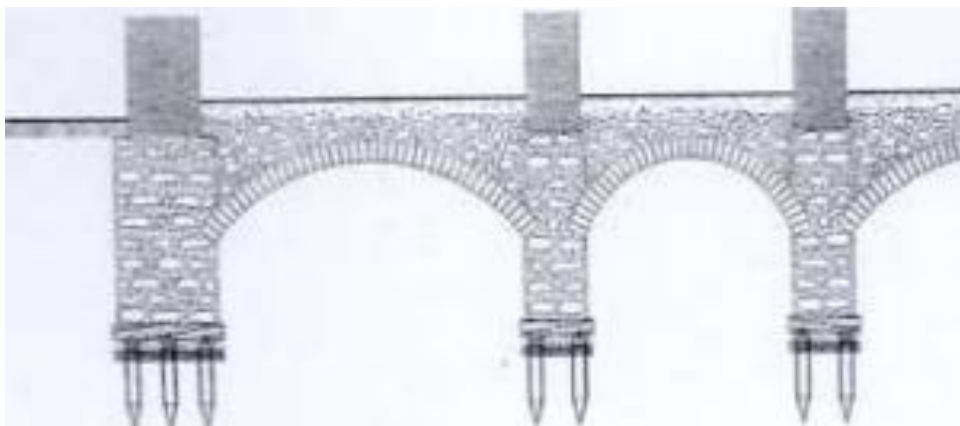


Figura 1 - Reforço das fundações na Baixa Pombalina, Lisboa 1775, com recurso a estacas de madeira (Ramos e Lourenço, 2000)

2.2. Razões para o reforço de fundações

Segundo Carreto (1989), existem três razões que justificam a necessidade do reforço de fundações. A primeira dessas razões é a transformação de edifícios já existentes. Neste caso o reforço é devido à remodelação de edifícios, que passarão a ser utilizados com cargas mais elevadas ou que serão aumentados em altura. Seguem-se os casos de insuficiência de fundações, que podem resultar, no caso de fundações superficiais, por degradação da capacidade de suporte do terreno e, no caso de fundações profundas, por apodrecimento, corrosão ou má execução dos elementos de fundação (por exemplo, estacas). O facto de haver consolidação dos terrenos ou aumento de carga na fundação existente que excede a sua capacidade de carga, erros de cálculo ou mau reconhecimento geotécnico, com deficiente avaliação da capacidade de carga do terreno contribuem, também, para o reforço por insuficiência de fundações. Por último tem-se as escavações para a execução de caves existentes sob os edifícios ou em terrenos vizinhos. O reforço de fundações utiliza-se quando há a necessidade de proteger estruturas, devido à construção de caves em edifícios confinantes (Carreto, 1989).

2.3. Passos importantes para o reforço de fundações

Para reforçar fundações já existentes é necessário ter em conta alguns procedimentos a seguir. Segundo Carreto (1989), desses procedimentos destacam-se: a análise da estrutura de forma a determinar as cargas a suportar, que inclui a definição dos elementos existentes, tipo de materiais existentes na construção, direção das cargas a que está sujeita, análise das sobrecargas reais e fator sísmico; e a determinação da rigidez do edifício e da sua

sensibilidade às deformações. É importante também fazer o reconhecimento geológico e geotécnico, procurar o conhecimento das condições de água no terreno, material de aterro, profundidade e extensão necessária do reforço e tipo de recalçamento a executar.

2.4. Técnicas de reforço de fundações

De acordo com Carreto (1989) existem dois grandes grupos de técnicas para o reforço de fundações. O primeiro grupo consiste no reforço de fundações sem a alteração do nível de aplicação das cargas e este pode ser executado por dois processos:

- Consolidação do solo de fundação, com o objetivo de melhorar as suas qualidades mecânicas;
- Alargamento das fundações de modo a aumentar a superfície de apoio destas.

O segundo grupo é o reforço de fundações através da transferência das cargas a que está sujeito para um outro terreno mais competente, ou seja, um terreno mais resistente e profundo. Aqui existem três técnicas de reforço:

- Reforço por poços em betão;
- Reforço por estacas;
- Reforço por microestacas.

Neste trabalho abordou-se o reforço através da transferência de cargas, mais especificamente o reforço por microestacas. Este tipo de reforço destaca-se dos restantes pela sua possível execução em espaços limitados.

3. REFORÇO POR MICROESTACAS

Inicialmente as microestacas foram concebidas para auxiliar os esforços que surgiram da reconstrução pós-guerra. O primeiro uso de microestacas surgiu no início dos anos 1950, em Itália, onde foi necessário o uso de novos métodos de sustentação para reforçar e restaurar as estruturas e monumentos danificados durante a 2ª Guerra Mundial (Neves, 2010).

Nas últimas décadas esta tecnologia tem sofrido um grande desenvolvimento, evoluindo de um conceito de pouca capacidade de carga, em que a função era o tratamento de solos, para uso de elementos capazes de suportar cargas elevadas em obras de Engenharia Civil. A Figura 2 ilustra um exemplo do uso de microestacas em obras de Engenharia Civil.

A sua evolução esteve ligada à inovação dos materiais, podendo atualmente ser usadas secções tubulares ocas e equipamentos de furação capazes de realizarem a sua função de furação em áreas de dimensões restritas e em condições geológicas complicadas (Neves, 2010).



Figura 2 - Utilização de microestacas no reforço de uma fundação (Sampaio, 2011)

A aplicação de microestacas tem sido muito utilizada no reforço de fundações pois estes elementos têm a possibilidade de serem executados em espaços limitados, dispensam a utilização de câmaras de trabalho sob as fundações, têm um diâmetro bastante pequeno e permitem a execução de furos em todas as direções. É também possível interse-

fundações já existentes com estes elementos, no entanto, durante esta execução a sapata pode perder alguma resistência estrutural (Neves, 2010).

3.1. Definição de microestaca

As microestacas consideram-se um tipo de fundações profundas (Figura 3). São estacas, cravadas ou moldadas, de pequeno diâmetro (entre 75 mm e 350 mm) que podem ser executadas verticalmente com uma ou várias inclinações, para facilmente acomodar cargas axiais e laterais. O seu comprimento varia, normalmente, entre 15 m a 30 m, apresentando-se mais curtas que as estacas convencionais (Neves, 2010).



Figura 3 - Microestacas executadas (Gonçalves, 2010)

Estas podem ser utilizadas em qualquer tipo de terreno e a sua capacidade de carga é variável, indo desde 150 kN até 2000 kN, dependendo do seu diâmetro, das armaduras utilizadas, da técnica de execução e da qualidade dos estratos em que estão inseridas. Estes elementos dispensam a construção de câmaras de trabalho sob as fundações e são ainda possíveis de executar de maneira a intercalar fundações já existentes (Neves, 2010). Os elementos de aço de elevada resistência que as constituem podem ocupar 50 % de todo o volume, podendo ser utilizados como elemento principal de resistência, enquanto a calda de cimento envolvente apenas tem como função transferir a carga aplicada ao solo. Estes elementos trabalham tanto à compressão como à tração e transmitem, basicamente por atrito lateral, as suas forças ao terreno. A resistência de ponta é praticamente irrelevante face às características e geometria das microestacas (Gonçalves, 2010).

Existem dois métodos frequentes para a instalação de microestacas: perfuração com martelo e sistema de percussão rotativo. Cada método tem as suas vantagens, contudo não

podem ser usados em qualquer situação. São as condições do solo e de aplicação, ou seja, condições existentes em torno do local a perfurar, que ditam a metodologia a empregar.

Os equipamentos de instalação têm que ser especializados e aos operadores é exigida experiência. As microestacas podem ser instaladas em solo, rocha, através de obstruções feitas pelo homem e em áreas com elevado nível freático (Limited, 2011).

3.2. Exigências para a execução de microestacas

Para a execução de microestacas é necessário o uso de mão-de-obra especializada e a realização de alguns procedimentos, tais como (Neves, 2010):

- Caracterização da agressividade química do solo e/ou da água freática;
- Previsão das condições climáticas;
- Levantamento de estacas, ancoragens ou outros obstáculos no solo de origem não natural;
- Confirmação em obra das características do solo estimadas em projeto;
- Execução de testes e respetivos ensaios em microestacas;
- Avaliação dos resultados desses mesmos testes e ensaios;
- Definição da sequência construtiva;
- Especificação de um plano de monitorização;
- Definição de critérios de segurança para as grandezas a monitorizar;
- Especificação do controlo de qualidade.

3.3. Fases de execução

A Figura 4 representa as diferentes fases necessárias para a execução de uma microestaca. Essas fases são:

- I. Início de furação e/ou instalação do revestimento temporário;
- II. Furação até à cota de fundação;
- III. Remoção do equipamento de furação;
- IV. Colocação das armaduras e injeção de preenchimento;
- V. Remoção do revestimento temporário e injeção de selagem;
- VI. Execução do maciço/viga de encabeçamento.

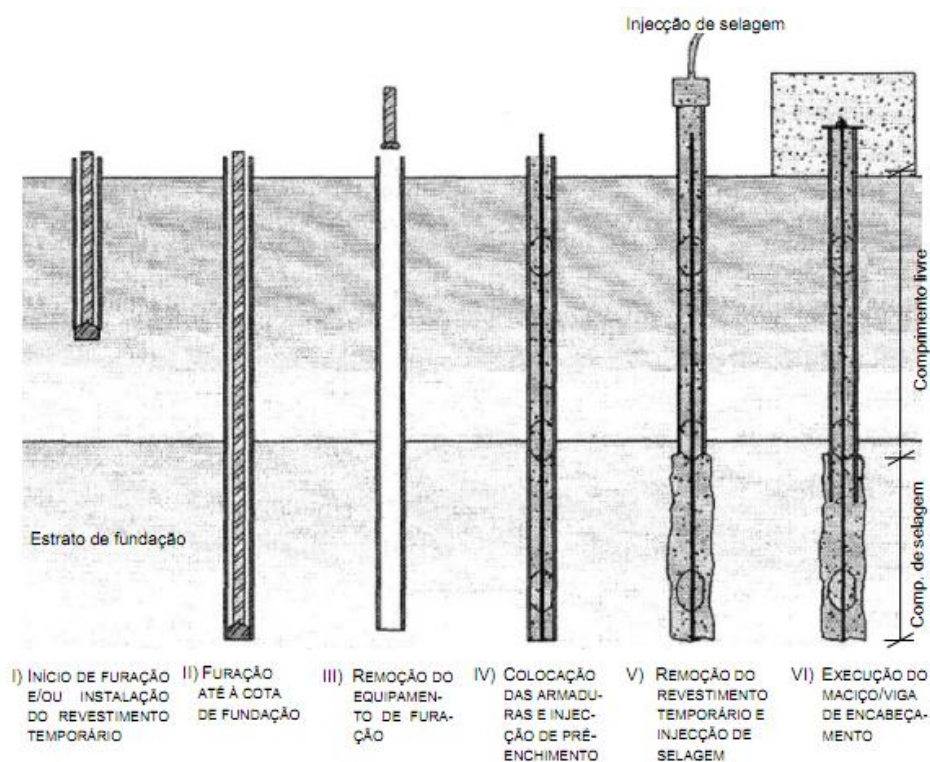


Figura 4 - Representação das diferentes fases de execução de uma microestaca (Neves, 2010)

De todas as fases referidas destacam-se três como principais. Primeiramente existe a perfuração. Esta, dependendo do tipo de terreno a perfurar e da sensibilidade das estruturas adjacentes à obra existente, pode ser por furação (Figura 5) ou por cravação. A última técnica raramente é utilizada em zonas urbanas devido à produção de muito ruído e vibrações (Neves, 2010).



Figura 5 - Máquina perfuradora para a execução de microestacas (Gonçalves, 2010)



Figura 6 - Perfis tubulares de microestacas (Gonçalves, 2010)

Após a perfuração, em geral, segue-se a inserção da armadura no interior do tubo de perfuração. Esta inserção pode ser feita manualmente ou com recurso a algum meio de elevação, como o guindaste. A armadura pode ser constituída por simples varões de aço ou por perfis comerciais tubulares (Figura 6) ou não tubulares (Neves, 2010).

Por fim, seguem-se as injeções de preenchimento e selagem, representadas na Figura 7. Esta fase, variando de país para país e dependendo da qualidade dos recursos locais, tem um grande impacto na capacidade de carga das microestacas.

Após a colocação da armadura, é introduzido no tubo de perfuração um tubo de injeção que vai lançar uma calda de cimento. Esta calda consiste numa mistura de cimento e água, podendo, em alguns casos conter aditivos e areia (Gonçalves, 2010).

Esta operação tem uma grande importância pois é este elemento que permite transferir a carga do perfil metálico para o terreno circundante, aumentar a resistência à compressão da secção transversal da microestaca, proteger a armadura da corrosão e encurvadura e ainda pode contribuir para um melhoramento do solo atravessado (Neves, 2010).



Figura 7 - Selagem de microestacas (Gonçalves, 2010)

3.4. Dimensionamento e verificação da segurança

O dimensionamento e verificação da segurança de microestacas processa-se através de várias etapas, estando estas descritas na Tabela 1.

De acordo com Neves (2010), inicialmente é necessário analisar o custo/benefício das soluções de reforço, nomeadamente das microestacas. Simultaneamente com esta primeira etapa, tem que se efetuar uma inspeção do edifício em causa e do solo em que este se encontra, sempre que se trata do reforço de fundações já existentes.

Para o dimensionamento propriamente dito, terá primeiramente que se definir as combinações de ações aplicáveis no caso em estudo. Com isto será feito um pré-dimensionamento, em que são escolhidos os espaçamentos entre os elementos, a seção transversal das microestacas e o respetivo método de injeção. Por fim será efetuado o seu dimensionamento, sendo aqui necessário fazer a verificação de todos os estados limites.

Tabela 1 - Etapas do dimensionamento de microestacas num contexto de reforço de fundações (Neves, 2010)

Etapas	Dimensionamento e verificação da segurança de microestacas
Etapa 1	Avaliação da aplicabilidade do uso de microestacas
Etapa 2	Revisão de toda a informação disponível sobre o projeto e acerca das condições geotécnicas da obra
Etapa 3	Definição das combinações de ações aplicáveis
Etapa 4	Pré-dimensionamento da solução: Espaçamento das microestacas Secção transversal Sistemas de injeção
Etapa 5	Dimensionamento da solução: Estado limite último de capacidade de carga do terreno Comprimento de selagem Resistência de ponta Efeito de grupo para carregamentos axiais Estados limite últimos de resistência estrutural Compressão Tração Flexão composta Resistência lateral Ligação da microestaca à fundação existente Estados limite de serviço: Assentamento axial Movimentos laterais Proteção contra a corrosão Considerações sísmicas

3.5. Vantagens e desvantagens da utilização de microestacas

A utilização de microestacas apresenta diversas vantagens e desvantagens.

As principais vantagens das microestacas são: a execução de pouco ruído e vibrações, não havendo, assim, perturbações para os terrenos vizinhos (ideais para meios urbanos); a sua grande capacidade de carga, relativamente ao diâmetro das microestacas, em qualquer tipo de solo; os assentamentos quase inexistentes; a sua execução é possível em espaços limitados e de difícil acesso tal como ilustra a Figura 8.

As microestacas absorvem cargas em qualquer direção espacial, mas acomodam preferencialmente esforços axiais; comparadas com as estacas suportam individualmente menor carga mas possuem maior capacidade ao nível de tensões; são resistentes a trações pois possuem uma elevada capacidade de carga por atrito lateral e trabalham tanto à compressão como à tração. As perfurações são feitas com facilidade em estratos rochosos ou brandos, ou seja, são compatíveis com todo o tipo de terrenos e é possível a execução de elementos inclinados que possuam, igualmente, grande resistência a ações horizontais. Em função da relação tempo/mão-de-obra, as microestacas são mais económicas que qualquer outro tipo de estaca (Gonçalves, 2010).



Figura 8 – Versatilidade da aplicação de microestacas (Gonçalves, 2010)

Relativamente às desvantagens, destacam-se as seguintes: necessidade de recurso a equipamento e mão-de-obra especializados; não são suportáveis fenómenos de instabilidade no terreno e, devido aos reduzidos diâmetros, têm uma limitação na capacidade de carga (Gonçalves, 2010).

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Generalidades

Existem dois tipos de fundações: as fundações diretas ou superficiais e as fundações indiretas ou profundas. A sua classificação é feita de acordo com a sua profundidade, o seu método, material de construção e a forma como as cargas são transmitidas ao terreno em causa (Lança, 2008).

Segundo Bowles (1997), para um projeto de fundação ser dimensionado adequadamente, há alguns critérios que se devem ter em consideração, tais como:

- O propósito da construção, o carregamento durante a vida útil da fundação, o perfil do solo, os métodos de construção e os seus custos;
- As necessidades do cliente;
- A garantia de que esse projeto não vai degradar excessivamente o ambiente e que vai proporcionar uma margem de segurança aceitável.

De uma maneira geral, o cálculo da carga limite para uma fundação reduz-se à verificação de critérios do tipo $F \leq R$, em que F é a carga de cálculo num certo estado limite e R é a resistência de cálculo correspondente. Os valores de F e R são determinados a partir de ações e de propriedades do solo, tendo em conta diferentes conjuntos de coeficientes parciais (Borel, 2001).

4.2. Fundações superficiais

As fundações superficiais transmitem a carga ao terreno através de pressões distribuídas na base de fundação. Estas podem ser blocos, ensoleiramentos e sapatas, podendo estas últimas estar associadas ou não a vigas de fundação (Barros, 2003).

4.2.1. Estados limites a considerar

De acordo com a NP EN 1997-1 (2010), os estados limites a considerar em fundações superficiais podem ser divididos em estados limites últimos e em estados limites de serviço. Os estados limites últimos a considerar são:

- Perda de estabilidade global;
- Rotura por insuficiente capacidade resistente do terreno ao carregamento;

- Rotura por deslizamento;
- Rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- Rotura da estrutura devido a movimentações da fundação.

Os estados limites de serviço que devem ser tidos em conta são:

- Assentamentos excessivos;
- Empolamento excessivo devido à expansão, ao gelo intersticial ou a outras causas;
- Vibrações inadmissíveis.

4.2.2. Capacidade de carga

O cálculo da capacidade de carga do terreno (R) é feito de duas maneiras diferentes, consoante a situação é drenada ou não drenada. Há várias expressões publicadas para a determinação da capacidade de carga de terrenos. Neste trabalho apresentam-se as expressões propostas na norma NP EN 1997-1 (2010).

Para condições não drenadas do terreno esse cálculo é feito através da Equação(1). Nessa equação incluem-se alguns coeficientes adimensionais para ter em conta:

- b_c , a inclinação da base de fundação, (Equação (2)), em que α é o ângulo que a base da fundação faz com a horizontal;
- s_c , a forma da fundação, nomeadamente retangular, Equação (3), quadrada ou circular, Equação (4), sendo B' a largura efetiva da fundação e L' o comprimento efetivo da fundação;
- i_c , a inclinação da carga, (Equação (5)), provocada por uma força horizontal, H , da solicitação da fundação.

Além destes coeficientes, a capacidade de carga do terreno depende ainda de A' , área efetiva da fundação, de c_u , resistência não drenada, e de q , valor de cálculo da pressão efetiva vertical ai nível da base de fundação, devido ao peso de terrenos adjacentes.

A Equação (6) representa o limite da aplicabilidade da Equação (5).

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q \quad (1)$$

$$b_c = 1 - \left(\frac{2\alpha}{\pi + 2} \right) \quad (2)$$

$$s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad (3)$$

$$s_c = 1,2 \quad (4)$$

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right) \quad (5)$$

$$H \leq A'c_u \quad (6)$$

De acordo com a NP EN 1997-1 (2010) para condições drenadas do terreno a capacidade de carga (R) pode ser calculada através da Equação (7).

Nas equações (8) a (10) são apresentadas as propostas incluídas na norma referida para os coeficientes N_q , N_c e N_γ , que dependem do ângulo de atrito em tensões efetivas do solo (φ'). Os parâmetros b_c , b_q e b_γ (Equações (11) e (12)) são fatores adimensionais de inclinação da base da fundação. As Equações (13) a (17) representam os fatores corretivos da forma da sapata. Esses fatores são traduzidos pelos coeficientes de forma s_q , s_c e s_γ . Tal como anteriormente, s_q , s_c e s_γ dependem da forma da fundação, podendo esta ser retangular (Equações (13) e (15)), quadrada e circular (Equações (14) e (16)). A inclinação da carga é tida em conta através dos fatores correspondentes, designados por i_c (Equação (18)), i_q (Equação (19)) e i_γ (Equação (20)), que refletem a inclinação da carga, provocada por uma força horizontal H. Quando H atua na direção de B', m é dado pela Equação (21) e quando H atua na direção de L', m é dado pela Equação (22). No caso de H formar um ângulo θ com a direção de L, essa situação é representada pela Equação (23). Estes fatores dependem ainda de uma força vertical V.

Para além dos diversos coeficientes descritos acima a capacidade de carga depende ainda de A' , área efetiva da fundação, c' , coesão em tensões efetivas e γ' , peso volúmico submerso do solo.

$$\frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (7)$$

$$N_q = e^{\pi g \varphi'} \lg^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (8)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (9)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \lg \varphi' \quad (10)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'} \quad (11)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2 \quad (12)$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \operatorname{sen} \varphi' \quad (13)$$

$$s_c = 1 + \operatorname{sen} \varphi' \quad (14)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad (15)$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad (16)$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \quad (17)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi'} \quad (18)$$

$$i_q = 1 - \left(\frac{H}{V + A' c' \cot g \varphi'} \right)^m \quad (19)$$

$$i_\gamma = 1 - \left(\frac{H}{V + A' c' \cot g \varphi'} \right)^{m+1} \quad (20)$$

$$m = m_b = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad (21)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad (22)$$

$$m = m_\theta = m_b \operatorname{sen}^2 \theta + m_L \cos^2 \theta \quad (23)$$

4.3. Fundações profundas

As fundações profundas são constituídas por elementos estruturais (estacas) que são instalados no solo. Estes suportam e transmitem as cargas ao terreno através da base

(resistência de ponta), da superfície lateral (resistência de fuste) ou através das duas (Barros, 2003).

4.3.1. Estados limites a considerar

No dimensionamento de fundações profundas é necessário considerar os seguintes estados limites (NP EN 1997-1, 2010):

Estados limites últimos:

- Perda de estabilidade global;
- Rotura da fundação por estacas por insuficiente capacidade resistente do terreno relativamente à compressão das estacas;
- Rotura da fundação por estacas por levantamento global ou por insuficiente capacidade resistente do terreno relativamente à tração das estacas;
- Rotura do terreno devido a carregamento transversal;
- Rotura estrutural da estaca por compressão, tração, flexão, encurvadura ou corte;
- Rotura conjunta do terreno e da fundação.

Estados limites de serviço:

- Assentamento excessivo;
- Empolamento excessivo;
- Deslocamento lateral excessivo;
- Vibrações inadmissíveis.

4.3.2. Capacidade de carga

Existem vários métodos semi-empíricos para o cálculo da capacidade de carga das estacas. Neste trabalho referem-se alguns dos mais utilizados: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1976) e Velloso (1981), sendo estes citados por Cavalcante (2005). Nestes métodos a capacidade de carga é calculada considerando que a resistência de corte do solo é obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*.

4.3.2.1. Método Aoki-Velloso (1975)

Originalmente este método foi concebido através da comparação de resultados de ensaios de carga em estacas com resultados de ensaios de cone, CPT, usando a resistência de ponta

q_c . De forma a aplicar esta metodologia aos ensaios de penetração dinâmica, SPT, e obter uma estimativa de q_c por esta via, é necessário utilizar um coeficiente de conversão K .

Aoki-Velloso (1975) afirmam que a capacidade de carga (R) de uma estaca é calculada através da Equação (24), em que R_p é a resistência de ponta e R_t é a resistência lateral.

O cálculo das resistências de ponta e lateral é dado pelas Equações (25) e (26), respetivamente, dependendo estas das sub-equações r_p (Equação (27)) e r_l (Equação (28)) que por sua vez dependem dos seguintes fatores: resistência de ponta do ensaio CPT (q_c), atrito lateral unitário do ensaio CPT (f_c), fatores de transformação conforme o tipo de estaca (F_1 e F_2), área da secção transversal da ponta (A_p) e perímetro da secção transversal do fuste (U).

Para o cálculo de q_c , (Equação (29)), o valor de N_{qc} será a resistência de ponta determinada na cota de apoio da estaca enquanto que para f_c , (Equação (30)), o valor N_{fc} , valor da resistência lateral, corresponde à média obtida na camada de espessura Δl , tendo este que ser multiplicado por um coeficiente α . Os valores de K e α , segundo Aoki-Velloso (1975), variam conforme o tipo de solo. F_1 e F_2 são fatores de correção das resistências de ponta e lateral que têm em atenção as diferenças de comportamento entre a estaca e o cone estático usado no ensaio CPT. Estes variam conforme o tipo de estaca (estacas Franki, metálicas, pré-fabricadas de betão ou moldadas). Na Tabela 2 estão representados os valores de K e α e na Tabela 3 os valores de F_1 e F_2 propostos originalmente por Aoki-Velloso (1975).

$$R = R_p + R_t \quad (24)$$

$$R_p = r_p \times A_p \quad (25)$$

$$R_t = U \times \sum (r_l \times \Delta l) \quad (26)$$

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (27)$$

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad (28)$$

$$q_c = K \times N_{qc} \quad (29)$$

$$f_c = \alpha \times K \times N_{fc} \quad (30)$$

Tabela 2 – Valores de K e α propostos por Aoki-Velloso (1975)

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0

Tabela 3 – Valores de F_1 e F_2 propostos por Aoki-Velloso (1975)

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0
Franki de fuste vibrado	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de betão cravada à percussão	1,75	3,5
Pré-moldada de betão cravada por prensagem	1,75	3,5
Escavada com lama bentonítica	3,5	3,7
<i>Strauss</i>	3,5	7,0

4.3.2.2. Método Décourt-Quaresma (1978)

O Método Décourt-Quaresma (1978) é um método de estima da capacidade de carga de rotura baseado exclusivamente em resultados retirados do ensaio SPT. Inicialmente esta metodologia era apenas aplicada a estacas de betão pré-fabricadas, sendo posteriormente aperfeiçoada e estendida para outros tipos de estacas.

Neste método, tal como anteriormente, o cálculo da capacidade de carga é igual à soma da resistência de ponta com a resistência lateral (Equação (24)). No entanto, R_p e R_t são calculados de maneira diferente (Equações (25) e (31), respetivamente). De facto, os fatores de que as resistências dependem são obtidos através de N_p que é a média de três valores do ensaio N_{SPT} (média do valor na zona correspondente à ponta da estaca, do valor imediatamente anterior e do valor imediatamente posterior), N_l é a média do ensaio N_{SPT} ao longo do fuste e C é o fator característico do solo (Lobo, 2005).

$$R_t = r_l \times U \quad (31)$$

$$r_p = C \times N_p \quad (32)$$

$$r_l = 10 \left(\frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad (33)$$

Os valores do coeficiente C apresentados na Tabela 4 foram propostos por Decourt (1996) (Soares (2012)).

Tabela 4 – Valores do coeficiente C propostos por Decourt (1996) em função do solo junto à ponta da estaca (Soares (2012))

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso (residual)	200
Silte arenoso	250
Areia	400

4.3.2.3. Método Velloso (1981)

A metodologia proposta por Velloso (1981) para a determinação da capacidade resistentes de estacas tem base em resultados obtidos em sondagens CPT.

Este método é um melhoramento do método Aoki-Velloso (1975), evidenciando-se as diferenças entre estes no cálculo das resistências de ponta, Equação (34), e lateral, Equação (35). A capacidade de carga, Equação (24), é, novamente, dada pela soma destas duas resistências.

$$R_l = \alpha \lambda U \sum (f_i \Delta l) \quad (34)$$

$$R_p = \alpha \beta r_p A_p \quad (35)$$

$$r_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (36)$$

$$\begin{cases} \beta = 1,016 - 0,016 \left(\frac{D_b}{d_c} \right) \geq 0,2 \\ \beta = 0 \text{ para estacas tracionadas} \end{cases} \quad (37)$$

Seguidamente estão explícitos os fatores e constantes de que este método depende:

- $\alpha = 1,0$ para estacas cravadas e $0,5$ para estacas escavadas;
- $\lambda = 1,0$ para estacas comprimidas e $0,7$ para estacas tracionadas;
- d_c é o diâmetro da ponta do cone no ensaio CPT;
- D_b é o diâmetro da base da estaca;
- q_{c1} é a média dos valores de q_c do ensaio CPT, de uma camada de espessura igual a $8 D_b$, situada logo acima da ponta da estaca;

- q_{c2} é a média de q_c para uma espessura igual a $3,5 D_b$, situada logo abaixo da ponta da estaca;
- r_p é o atrito lateral obtido pelo ensaio CPT;
- Δl é a espessura da camada de solo;
- F_l é o atrito lateral médio em cada camada de solo atravessado pela estaca.

4.4. Fundações mistas

Segundo Borel (2001) o termo “fundação mista” aplica-se à associação rígida de uma fundação superficial a uma fundação profunda, projetada e construída para mobilizar simultaneamente os esforços destes dois modos de fundação.

Ao contrário das fundações superficiais e profundas, o caso de fundações mistas não se encontra explícito nas Normas Portuguesas, nomeadamente em NP EN 1997-1 (2010).

De uma maneira geral, a decomposição de uma carga Q_{fm} tomada por uma fundação mista consiste na apresentada na Equação (38) (Borel, 2001).

$$Q_{fm} = Q_{c,sup} + \sum_i (Q_{pi} + Q_{si}) \quad (38)$$

Em que $Q_{c,sup}$ é a carga absorvida pela fundação superficial e Q_{pi} e Q_{si} são as cargas absorvidas, respetivamente, pela ponta e pelo fuste da estaca i .

Quando a carga limite da fundação mista é alcançada, a decomposição anterior permite definir o limite de carga para cada um dos elementos da fundação.

Desta forma, pode-se concluir que a carga suportada por uma fundação mista é basicamente igual à soma das cargas suportadas pela fundação isolada e pelo grupo de estacas. No entanto, para o seu dimensionamento deve ter-se em conta aspetos importantes, tais como, as características do solo onde a fundação superficial está assente, podendo ser perturbadas pelo desenvolvimento das estacas e o contacto da base da fundação superficial com o solo, que pode modificar o estado de tensão nas estacas vizinhas. São importantes também a mobilização da resistência das estacas e a pressão sob a base da fundação superficial necessitando isto de um maior aprofundamento do que quando o grupo de estacas e a fundação superficial são analisados separadamente (Borel, 2001).

A Figura 9 representa os diferentes tipos de fundações: fundação superficial, fundação mista e fundação profunda.

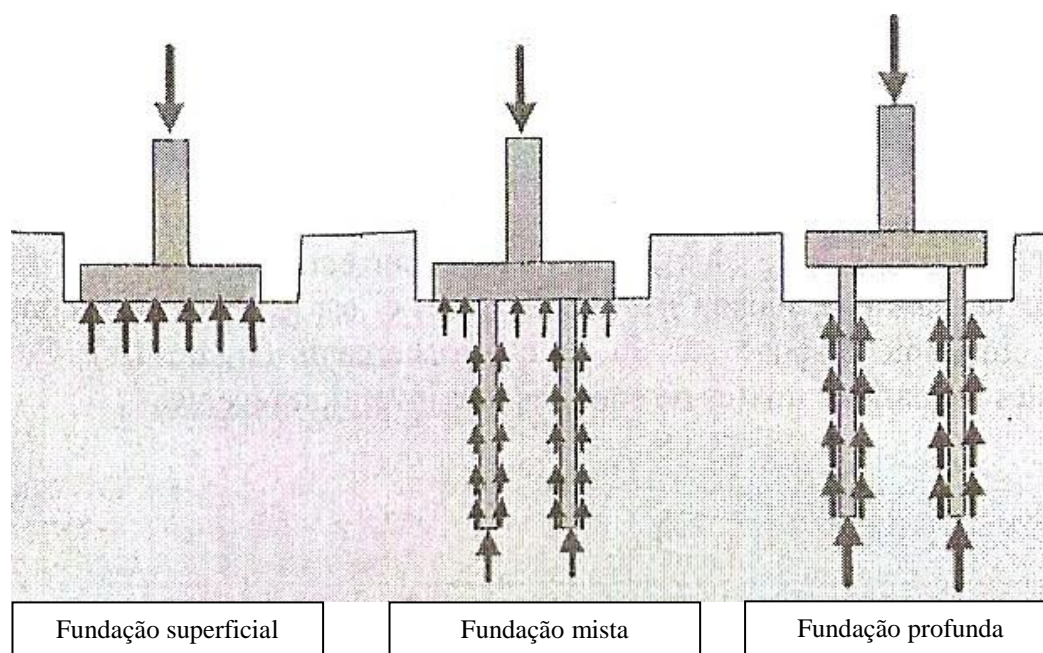


Figura 9 – Representação dos diferentes tipos de fundações e respectivas solicitações verticais (Borel, 2001)

4.4.1. Fundações mistas e o seu interesse económico

De uma maneira geral, o custo das fundações de uma obra aumenta com a diminuição da qualidade do solo. Se as características mecânicas do solo não forem suficientes, o recurso a uma fundação profunda ou superficial é acompanhado por consideráveis custos adicionais (Borel, 2001).

Segundo Borel (2001), de uma forma geral, o custo das fundações de uma obra aumenta à medida que a qualidade do solo de fundação diminui. Se as características do solo não são suficientes, o recurso a uma solução de fundação profunda está associado a um aumento de custos, relativamente a uma solução em fundação superficial.

O mesmo autor refere ainda que as fundações mistas permitem uma redução do número ou da largura das estacas, comparativamente às estacas que são tradicionalmente usadas para fundações profundas. Além disso, como estas estão associadas a fundações superficiais, são capazes de suportar novas cargas superiores àsquelas para as quais a fundação profunda era inicialmente projetada.

5. ENSAIOS DE CARGA

5.1. Generalidades

Os ensaios de carga são de extrema importância pois permitem medir as características e a resistência de fundações e, posteriormente, avaliar os resultados para saber se estas se adequam ou não ao projeto (Engenharia, 2010).

A execução de ensaios de carga em estacas teste, ou seja, antes da execução da fundação, pode trazer economia à obra pois reduz as incertezas existentes no projetos geotécnicos (Geotecnia, 2009).

De entre os vários tipos de ensaios de carga possíveis de realizar destacam-se: ensaios de carga estática e ensaios de carga dinâmica. Nas secções seguintes estes tipos de ensaios são descritos de forma sucinta, de acordo com o exposto por Borel (2001).

Além destes ensaios de carga aqui mencionados, existem muitos outros que se podem por em prática.

Na internet é possível encontrar informações sobre outros ensaios, como os ensaios de carga *Woodpecker*, PDA/DLT e *Statnamic* e o teste de integridade SIT (ex.: *Profound* (2012)).

5.2. Ensaaios de carga estática

O ensaio de carga estática é o ensaio mais tradicional para a determinação da capacidade de carga, tanto de fundações como de estruturas, através da medição das deformações obtidas por um determinado carregamento que foi imposto (Soares, 2002).

Este ensaio consiste na aplicação de carregamentos de compressão a um determinado elemento da fundação, em estágios crescentes, observando e registando os deslocamentos correspondentes (Andraos, 2009).

Para a realização deste ensaio é necessária a construção de uma estrutura que fica ancorada ao terreno. É por meio de macacos hidráulicos, ilustrados na Figura 10, que é aplicado o carregamento ao elemento de fundação.



Figura 10 - Prova de carga estática (Neves, 2010)

A montagem da estrutura referida tem de assegurar a aplicação da carga no sentido e direção desejados e é importante garantir que o carregamento previsto seja alcançado com sucesso (Andraos, 2009).

Este tipo de ensaio também permite carregamentos horizontais e de tração.

De acordo com a mesma autora, a análise dos resultados permite obter informações, tais como: capacidade de carga da estaca; curva carga-deslocamento; resistência de ponta e atrito lateral; assentamentos associados à carga de serviço e coeficiente de segurança.

5.3. Ensaaios de carga dinâmica

O ensaio de carga dinâmica é uma outra técnica de determinação da capacidade de carga de estacas. É um ensaio mais rápido e económico do que os ensaios tradicionais, no entanto só permite carregamentos axiais (Geotecnia, 2009). Barros (2003) afirma que este ensaio consiste em carregamentos aplicados dinamicamente, através de golpes de um sistema de percussão, para a estimativa da capacidade de carga através da Teoria da Equação de Onda. Na Figura 11 está ilustrado este ensaio.

Em geral, o fuste da estaca é instrumentado com transdutores e acelerómetros que fornecem a informação sobre a propagação das ondas provenientes dos golpes. Estas informações são enviadas para equipamentos específicos, como o equipamento PDA – *Pile Driving Analyzer* - onde são armazenadas e processadas.



Figura 11 - Ensaio de Prova Dinâmica (Análise, 2009)

A análise das informações permite a obtenção dos seguintes dados: tensões máximas de compressão e de tração; força máxima do impacto; energia do golpe transferida para a estaca; deslocamento máximo da estaca durante o golpe e a localização de danos estruturais e estimativa da sua intensidade.

5.4. Woodpecker

O *woodpecker* é uma ferramenta profissional, não destrutiva, para testes em madeira. Mede a integridade da madeira, especificando o número de milímetros que o pino atacante invadiu a madeira. Esta dá a indicação da qualidade, densidade e capacidade de suporte.

O teste consiste em injetar um pino de aço atacante na madeira. O pino atacante é primeiramente carregado e depois pressionado firmemente contra a superfície da madeira a testar. O pino atacante é equipado com um indicador de desgaste que vai indicar quando este tem de ser substituído (Profound, 2012).

5.5. PDA/DLT

O PDA/DLT é um sistema que reúne condições para avaliar a capacidade de carga de uma estaca e ao mesmo tempo processar e armazenar automaticamente os resultados obtidos.

O PDA (*Pile Driving Analyzer*) é um sistema amplamente utilizado para testes de carga dinâmica e cravação de estacas. Este sistema tem capacidade para avaliar vários ensaios durante um único dia.

Durante o processo podem ser analisados e monitorados o desempenho do solo, o comportamento da estaca e a resistência e condições do solo.

Os conhecimentos obtidos por PDA podem reduzir o risco de danos da estaca; reduzir o risco de danos da superestrutura causados por falhas da fundação; otimizar a profundidade final, o que pode resultar num comprimento mais curto da estaca e facilitar a previsão de cravação das estacas.

O DLT (*Dynamic Loading Testing*) é um modelo rápido para avaliar a capacidade de carga de uma estaca para cargas semelhantes à carga de projeto. Pode ser usado para estacas pré-fabricadas, estacas de betão moldadas no local e estacas de aço.

Para aplicar a carga é lançado um martelo de queda na cabeça da estaca. A onda de compressão gerada percorre a estaca e reflete para cima. Esta onda contém informações sobre o atrito do eixo, a resistência de ponta e os defeitos da estaca. Os sinais medidos são processados e armazenados automaticamente pelo sistema PDA/DLT para posterior análise (Profound, 2012).

5.6. Statnamic

O ensaio designado por *Statnamic* é o teste mais inovador para testar a capacidade de carga de estacas de fundação (Profound, 2012).

De acordo com o exposto pela empresa Profound (2012) este ensaio baseia-se no lançamento de uma massa de reação e realiza-se em quatro etapas. Para preparação do teste, um cilindro com câmara de pressão é ligado à cabeça da estaca e a massa de reação é colocada sobre um pistão. O teste começa com a inflamação do propulsor sólido dentro da câmara de pressão. O *software* começa a registar e a monitorizar a força aplicada, bem como o deslocamento e a aceleração que são causados no solo. O espaço causado pelo movimento ascendente da massa de reação é preenchido com cascalho. Este material captura a massa de reação e transfere as forças de impacto para o subsolo.

O *software* de aquisição de dados calcula o comportamento carga-deflexão e a capacidade da fundação. Os resultados são apresentados num diagrama carga-deslocamento.

O exemplo de aplicação deste teste de carga estática onde se obteve a maior capacidade de carga realizou-se no Aeroporto Internacional de Miami, Florida. Anteriormente a este ensaio a maior capacidade de qualquer dispositivo *Statnamic* era de 30 MN, no entanto, devido a adaptações no equipamento de forma a este lidar com maiores capacidades de carga, o dispositivo aguentou 40 MN batendo um record mundial (Bermingham, 2006). A Figura 12 ilustra o equipamento *Statnamic* utilizado nesse ensaio.



Figura 12 – Equipamento Statnamic utilizado no ensaio ocorrido no Aeroporto Internacional de Miami (Bermingham, 2006)

5.7. SIT

O SIT (*Sonic Integrity Testing of Piles*) é um teste de integridade sónica em estacas de betão. Isto significa que a qualidade da estaca pode ser determinada através da realização de um teste de integridade de baixa tensão diretamente após a cravação da estaca (Profound, 2012).

A medição é feita através do acelerómetro SIT colocado na cabeça da estaca, após o batimento de um martelo de mão neste mesmo sítio. O SIT apresenta diretamente no ecrã o sinal de medição, permitindo uma verificação direta da qualidade da medição. Para uma posterior análise, interpretação e validação dos resultados, as medições são transferidas para um computador.

Com este teste é possível verificar o comprimento, a integridade da fundação por estacas e os seus defeitos após a instalação. É possível testar várias estacas por hora.

O SIT está otimizado para uso no campo, bem para como a interpretação avançada e gestão eficiente dos resultados obtidos em escritório (Profound, 2012).

Nos subcapítulos seguintes encontra-se a descrição da obra, descrição esta que foi suportada e segue de perto a memória descritiva e justificativa da Subconcessão da Auto-Estrada Transmontana realizada por Barata (2009).

6.1. Enquadramento geológico-geotécnico

Relativamente às formações metamórficas, estas aparecem na margem direita do rio Corgo, entre os pilares P6 a P10 e junto aos pilares P15 e P16, e na margem esquerda a partir do pilar P19. As formações ígneas interseam os restantes trechos do viaduto. A Figura 13 apresenta o corte longitudinal entre os pilares P15 a P22 do projeto do Viaduto do Corgo.

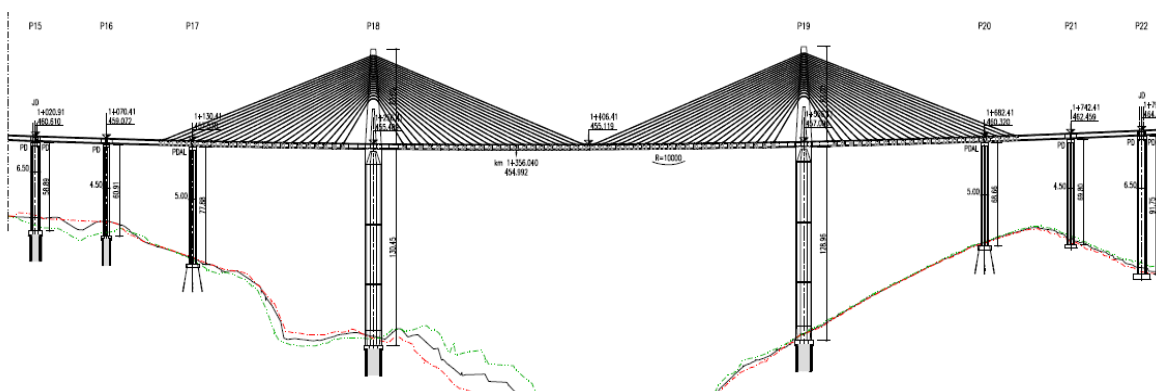


Figura 13 – Corte longitudinal dos pilares P15 a P22 do projeto do Viaduto do Corgo (Barata, 2009)

Na margem direita do rio, o contacto estabelecido entre as litologias metamórficas e ígneas é tectónico, estando em concordância com a falha aí existente, falha Penacova-Régua-Verin, o que promove uma anormal e alta degradação em profundidade. Na margem esquerda o contacto entre estas duas litologias é feito por discordância e nessa zona os granitos aí existentes apresentam uma estrutura orientada e muito rija (Barata, 2009).

As formações graníticas existentes entre os pilares P10 a P13 encontram-se com uma qualidade razoavelmente boa (maciço pouco a bastante alterado, W2 a W3) o que permite a construção da fundação direta dos apoios praticamente à superfície. Os pilares P15 a P19, ao contrário do mencionado anteriormente, estão assentes num maciço com fraco grau de alteração e com grande dureza à superfície, no entanto bastante afetado pela fratura de descompressão nos primeiros cinco ou seis metros de profundidade. Por estas razões será necessário a aplicação de fundações profundas, mais propriamente microestacas, com o objetivo de mobilizar o maciço rochoso em profundidade e garantir, simultaneamente, que as tensões geradas na fundação não atinjam a zona do maciço mais descomprimido nos iniciais cinco ou seis metros (Barata, 2009).

6.2. Descrição da solução

O Viaduto do Corgo é uma obra de arte que está inserida na Auto-Estrada Transmontana cujo seu objetivo principal é a transposição do Vale do rio Corgo em Vila Real.

Este viaduto é constituído por betão armado pré-esforçado e tem uma extensão total de 2796 m, estando dividido em três sub-viadutos: viaduto nascente, viaduto central e viaduto poente com 1167 m, 768 m e 855 m, respetivamente, de extensão.

Na totalidade, a obra tem 42 vãos, apresentando o viaduto central um vão principal de 300 m e dois vãos adjacentes de 126 m e os viadutos nascente e poente vãos correntes de 60 m. Os pilares mais altos apresentam alturas na ordem dos 130 m e terminam em torres de apoio dos tirantes de suporte do tabuleiro.

A Figura 14 representa uma imagem atual das obras realizadas até à data de preparação deste documento (Maio 2012) no Viaduto do Corgo.

Relativamente ao tabuleiro, devido a razões de uniformidade plástica, a sua conceção deve garantir uma altura e forma exterior constante ao longo de toda a sua extensão. Deve ainda apresentar uma secção transversal de elevada rigidez de flexão e torção e uma configuração favorável à estabilidade aerodinâmica (Barata, 2009).



Figura 14 – Imagem atual das obras do Viaduto do Corgo (Costa, 2012)

No caso dos pilares estes devem garantir uma grande inércia de torção em torno do eixo vertical de modo a se oporem aos fenómenos de oscilação devidos ao vento; um grande raio de giração de modo a reduzir os riscos de encurvadura e uma forma adelgada no sentido norte/sul dos ventos mais influentes com o objetivo de reduzir os coeficientes de forma dos pilares nesta direção. Além disto, os pilares devem ainda garantir capacidade para resistir aos efeitos de torção longitudinal do tabuleiro atirantado, devia à ação das cargas excêntricas (Barata, 2009).

Para finalizar o viaduto, nas suas extremidades, ou seja, entre os sub-viadutos, foram instaladas juntas de dilatação adequadas aos movimentos originados devido aos efeitos térmicos, resultantes do comportamento do betão, do pré-esforço a longo prazo e restantes ações (Barata, 2009).

O pavimento a utilizar na faixa de rodagem e bermas é em betão betuminoso. Estão também considerados os restantes equipamentos habituais, tais como, esgotos para águas pluviais, guardas de segurança metálicas, guarda-corpos metálicos, pórticos de sinalização, postes SOS, etc. (Barata, 2009) .

6.2.1. Sub-Viaduto Central

O sub-viaduto central suporta a suspensão do tabuleiro central, tendo este tirantes afastados entre si de seis em seis metros. Os primeiros tirantes aparecem a 21 m dos eixos dos pilares e os mastros e respetivos pilares encontram-se inseparáveis do tabuleiro.

O atirantamento deste sub-viaduto é constituído por um conjunto de quatro painéis com 22 tirantes cada. Por sua vez, esse conjunto é composto por 39 a 73 cordões de pré-esforço de 15,7 mm, tendo estes um comprimento mínimo de, aproximadamente, 38 m e um comprimento máximo de cerca de 159 m. Este atirantamento é simétrico em relação aos mastros, sistema este que evita a duplicação de ancoragens e permite a substituição individual dos tirantes (Barata, 2009).

Os vãos laterais foram construídos através de vigas de lançamento e estão reforçados por cabos e cordões ondulantes em cada alma.

A partir dos pilares P18 e P19 a construção é feita em consola e sustentada por barras nas lajes do caixão. Estas barras são constituídas por duas aduelas e tensionadas alternadamente 50 % em cada aduela.

Relativamente à parte transversal, a laje varia entre 25,30 m a 28,0 m, apresentando-se também pré-esforçada.

A Figura 15 representa a construção do sub-viaduto Central.



Figura 15 – Sub-viaduto Central em construção (Costa, 2012)

Devido à flexibilidade dos pilares P18 e P19, resultante da sua elevada altura, mais especificamente 132 m, é possível a existência de uma ligação monolítica mastro-tabuleiro-pilares. Isto tem a vantagem de evitar aparelhos de apoio e dispositivos de fixação provisória durante a fase de construção do tabuleiro. Para estes pilares foi prevista

a adoção de fundações indiretas por microestacas superiormente solidarizadas por maciços de betão armado. Este tipo de fundação foi construída com o objetivo de garantir a transmissão das cargas elevadas ao maciço rochoso de boa qualidade e evitar a existência de fundações nas zonas de contacto xisto-granito.

O pilar P16 apresenta o mesmo tipo de fundação mas por razões diferentes. Neste caso, como este pilar se encontra próximo de uma zona escarpada, a transmissão das cargas em profundidade vai evitar a interseção das pressões com as vertentes.

6.2.2. Sub-Viadutos Poente e Nascente

Relativamente ao tabuleiro que constitui estes dois sub-viadutos pode-se afirmar que a sua secção transversal é semelhante à do sub-viaduto central, tendo apenas uma exceção na laje superior que apresenta largura constante de 25,30 m, sendo também relativamente mais espessa.

Os pilares aqui existentes apresentam alturas variáveis de 18 a 113 m, dos quais resultam cinco secções transversais distintas. Toda a sua altura tem dimensões constantes, sendo a dimensão transversal de 10,5 m e a dimensão longitudinal variável, com valores de 3,5 m nos pilares mais baixos e 5 m nos pilares mais altos, o que permite a existência de aparelhos de apoio e disponibilidade de espaço para o levantamento do tabuleiro, no caso da necessidade da substituição desses.

A Figura 16 ilustra a construção do tabuleiro do sub-viaduto Poente.

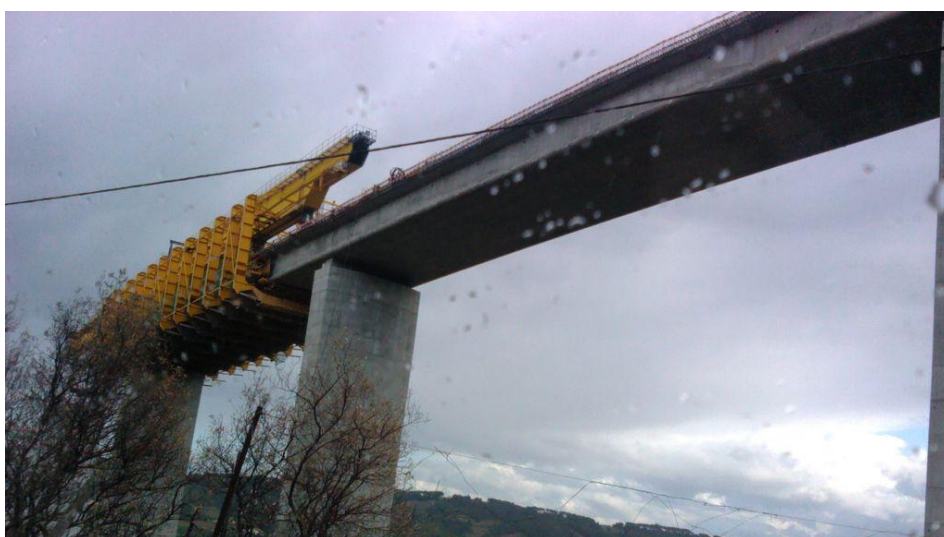


Figura 16 – Tabuleiro do sub-viaduto Poente em construção (Melo, 2011)

Para todos os pilares as fundações são diretas por sapatas com dimensões variáveis dependendo da função da capacidade de carga disponível havendo a exceção do pilar P15. Este será suportado por microestacas pois está perante as mesmas condições, referidas anteriormente, do pilar P16.

Relativamente aos apoios laterais nos sub-viadutos laterais, estes são geralmente de neoprene caracterizado por um elevado amortecimento, com funcionamento por distorção em qualquer direção, com a exceção de pilares muito altos (com valores de 100 m ou mais) onde se promove a fixação longitudinal, ou pilares muito baixos e distantes do centro de rigidez, onde se prevê o deslizamento longitudinal. Em todos os casos os aparelhos de apoio podem distorcer transversalmente.

A adoção desta conceção deve-se à necessidade da redução dos efeitos longitudinais e transversais devidos às ações do vento e sismos sobre os pilares, sendo esta conseguida com o aumento do amortecimento.

A Figura 17 expõe virtualmente o Viaduto do Corgo após a sua total construção.



Figura 17 – Imagem virtual do futuro Viaduto do Corgo (Chaves, 2011)

6.3. Processos construtivos

Os processos construtivos variaram de acordo com a dificuldade da construção dos elementos da estrutura (Barata, 2009).

No caso dos pilares mais baixos, os encontros e as fundações foram construídos por processos correntes. Quando se trata dos pilares mais altos é necessário seguir

determinados procedimentos de colocação e cura de betão, de modo a evitar qualquer tipo de problema de ixotermia.

Na construção dos fustes dos pilares foram utilizados diferentes sistemas de cofragem, dependendo da geometria dos pilares. Para os pilares P18 e P19 foi utilizada uma cofragem auto-trepante ou deslizante. Nos pilares mais baixos, foi utilizado um sistema tradicional ou trepante, pois nestes casos foi possível a utilização de guas automóveis ou pequenas guas auto-montantes. Nos restantes casos, sendo a maioria pilares muito altos, recorreu-se a cofragens deslizantes. Este método consiste em betonar ininterruptamente o pilar, com subida dos macacos hidráulicos em contínuo, na medida em que o betão que se encontra inferiormente obtém as características resistentes apropriadas. A grande vantagem deste método é a sua velocidade de execução (Barata, 2009).

Relativamente ao tabuleiro, este será executado por dois processos distintos longitudinalmente. O primeiro processo consiste em equilibrar aduelas de 6 m executadas *in situ* em consola a toda a largura. Foram incorporadas escoras pré-fabricas, a partir dos pilares P18 e P19, seguindo-se o respetivo atirantamento para materializar o vão central, que contém 300 m, e os vãos adjacentes. O outro processo consiste em, vão-a-vão e a coberto de viga de lançamento, executar sucessivos vãos de 60 m, a que corresponde o núcleo central da viga-caixão (Barata, 2009).

6.4. Verificação da segurança

Barata (2009) refere ainda que, no diz respeito à verificação da segurança da estrutura, todas as verificações foram realizadas de acordo com a legislação nacional em vigor, nomeadamente o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes) e o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado). Nos casos em que a regulamentação nacional é escassa foram utilizados os Eurocódigos específicos para as diversas análises efetuadas.

Para cada elemento estrutural foram utilizados os estados limites correspondentes, estando associadas determinadas combinações de ações a cada estado limite (Barata, 2009).

Na Tabela 5 estão mencionados os estados limites utilizados no dimensionamento dos diversos elementos estruturais existentes.

Ainda de acordo com o mesmo autor, para a determinação das características das secções em análise, da segurança dos estados limites e dos esforços provenientes das

diferentes ações regulamentares recorreu-se a determinados programas de cálculo automático que permitem efetuar as diversas análises, nomeadamente, análises estáticas, dinâmicas e de faseamento construtivo, necessárias à execução da construção de uma obra de arte deste tipo.

Tabela 5 – Estados limites associados aos diversos elementos estruturais

Elementos Estruturais	Estados Limites
Elementos em betão estrutural	Estado limite último de resistência e encurvadura
	Estados limites de serviço: de descompressão, de fendilhação, de compressão máxima e de deformação
	Estados limites últimos de equilíbrio: de deslizamento e de derrubamento
Elementos metálicos tracionados	Estado limite último de resistência
Tirantes	Estado limite último de resistência
	Estado limite último de fadiga
	Estado limite de serviço
Aparelhos de apoio e juntas de dilatação	Estado limite de serviço

6.5. Aspectos particulares da obra

6.5.1. Ação do vento

O estudo dos efeitos da ação do vento, com importância relativa para a ocorrência de fenómenos de instabilidade aerodinâmica, ganham relevância devido às elevadas alturas dos pilares existentes e às dimensões dos tabuleiros, principalmente do tabuleiro central com um vão principal de 300 m e dois vãos adjacentes de 162 m cada.

De forma a validar as opções selecionadas para a solução estrutural, durante o projeto foram realizados estudos em túnel de vento. Esses estudos tiveram os seguintes objetivos: determinar os coeficientes estacionários de arrastamento, sustentação e momento, para incidências de vento com diversos ângulos; a confirmação da não existência do fenómeno de divergência de torção; a avaliação de quaisquer desprendimentos turbilhonares e a moderação dos seus efeitos; a confirmação da estabilidade aerodinâmica ou a obtenção de solução no caso da existência de instabilidades (Barata, 2009).

Durante a realização dos estudos em túnel de vento mencionados anteriormente ocorreu a simulação da adoção de cabos de tempestade de modo a decidir a sua localização e rigidez.

6.5.2. Ação sísmica

Devido à existência da falha Penacova-Régua-Verin na zona de implementação do Viaduto do Corgo, elaborou-se um estudo sismológico para sismos intraplacas, ou seja, sismos de curta distância (Barata, 2009).

Deste estudo tem relevância a leitura do espectro de resposta elástico representativo dos movimentos sísmicos à superfície para sismos do tipo 1 (sismos interplacas) com 5 % de amortecimento em terreno do tipo I (rochas e solos coerentes rijos).

6.5.3. Conclusões do comportamento da estrutura

Barata (2009) refere que se conclui que o sub-viaduto Poente tem o seu dimensionamento condicionado pela ação do sismo interplaca, enquanto que o sub-viaduto Nascente teve que ser dimensionado pela ação do vento.

Relativamente ao sub-viaduto Central, em termos longitudinais foi dimensionado pela ação sísmica e em termos transversais pela ação do vento.

6.6. Fundações do Viaduto do Corgo

De acordo com o projeto de fundações do Viaduto do Corgo recorreu-se a fundações com microestacas em quatro pilares, nomeadamente os pilares P15, P16, P18 e P19 (Mendonça, 2010).

Com o objetivo de garantir o adequado funcionamento destas estruturas, realizaram-se dois ensaios de carga à compressão, mais especificamente ensaios de carga estática, nas proximidades dos pilares P18 e P19. As condições de execução desses ensaios foram semelhantes às fundações a construir futuramente. Desta forma foi construída uma microestaca com um maciço de encabeçamento, havendo um apoio de neoprene entre a base deste maciço e o terreno de fundação. Os resultados destes ensaios permitiram avaliar a capacidade resistente e o comportamento das mesmas, de modo a averiguar se estas se adequavam ou não ao projeto em questão.

Após a comparação da análise das extensões verificadas nas microestacas em ambos os ensaios realizados, verificou-se que, para cargas idênticas, existiam diferenças significativas nos resultados obtidos. Estando as diferenças entre os ensaios apenas presentes nas características geotécnicas do terreno de fundação, não havia motivo para tais discrepâncias nos resultados, logo, de modo a eliminar quaisquer dúvidas, realizou-se uma

repetição do ensaio ao pilar P18, designado por pilar P18bis. Para realização deste ensaio foram mantidas todas as condições de execução do ensaio anterior, com exceção das condições de apoio do maciço de encabeçamento. Deste modo, foi picado todo o betão de limpeza instalado na base do maciço de encabeçamento sendo o contacto entre o maciço de encabeçamento e a fundação feito através dos apoios em neoprene.

Além dos ensaios de carga estática foi também realizada uma campanha de prospeção, a qual incluiu sondagens.

Na presente dissertação faz-se destaque ao ensaio das fundações do pilar P18bis pois os resultados aqui obtidos foram semelhantes aos obtidos no ensaio ao pilar P19, o que leva à conclusão que são os resultados mais fiáveis. Após uma breve descrição da realização do ensaio são analisados os seus resultados. Esses resultados foram posteriormente usados numa modelação numérica dos mesmos no programa de elementos finitos PLAXIS.

7. DESCRIÇÃO DO ENSAIO DE CARGA NO PILAR P18BIS

Conforme descrito anteriormente por Barata (2009), a obra encontra-se implementada em terrenos de origem metamórfica e ígnea, em que o contacto se faz através de discordância ou de falhas. Os pilares P15 a P19 estão implementados num maciço com fraco grau de alteração e com grande dureza à superfície, no entanto, bastante afetado pela fracturação de descompressão nos primeiros cinco a seis metros de profundidade. Foi devido a estas condições que se optou pela realização de fundações mistas, mais concretamente microestacas com maciços de encabeçamento, de modo a mobilizar o maciço rochoso em profundidade e garantir, simultaneamente, que as tensões geradas não atinjam a zona mais descomprimida do maciço, ou seja, os primeiros cinco ou seis metros.

7.1. Condições geológicas e geotécnicas

Relativamente ao ensaio em estudo, foi ensaiada a microestaca localizada na área do futuro pilar P18.

De acordo com Mendonça (2010) através dos resultados obtidos das sondagens SVC12 e SVC13 realizadas na zona do pilar em questão concluiu-se que o terreno atravessado era um “granito, de cor cinzenta acastanhada, de grão médio a grosseiro, mediana a pouco alterado e fraturado, com sais ferruginosos e minerais de argila disseminados ao longo das fraturas, com pontuações ferruginosas disseminadas, secções com elevada presença de sais ferruginosos” (Mendonça, 2010).

7.2. Microestaca de ensaio

Inicialmente foi construído um mecanismo com características idênticas às assumidas em projeto para o dimensionamento da solução. Esse mecanismo foi utilizado na realização do ensaio de carga estático que, por sua vez, tinha como objetivo a verificação do pressuposto em projeto. A Figura 18 representa o esquema do mecanismo utilizado no ensaio das microestacas.

Mendonça (2010) refere que a microestaca ensaiada tinha 250 mm de diâmetro e era armada com um tubo metálico em aço L80, resistência de cálculo de valor 560 MPa ($f_y > 560$ MPa), com 177,8 mm de diâmetro, 11,5 mm de espessura e 17,0 m de

comprimento total. No seu interior estava disposto um varão em aço A500NR de 25,0 mm de diâmetro.

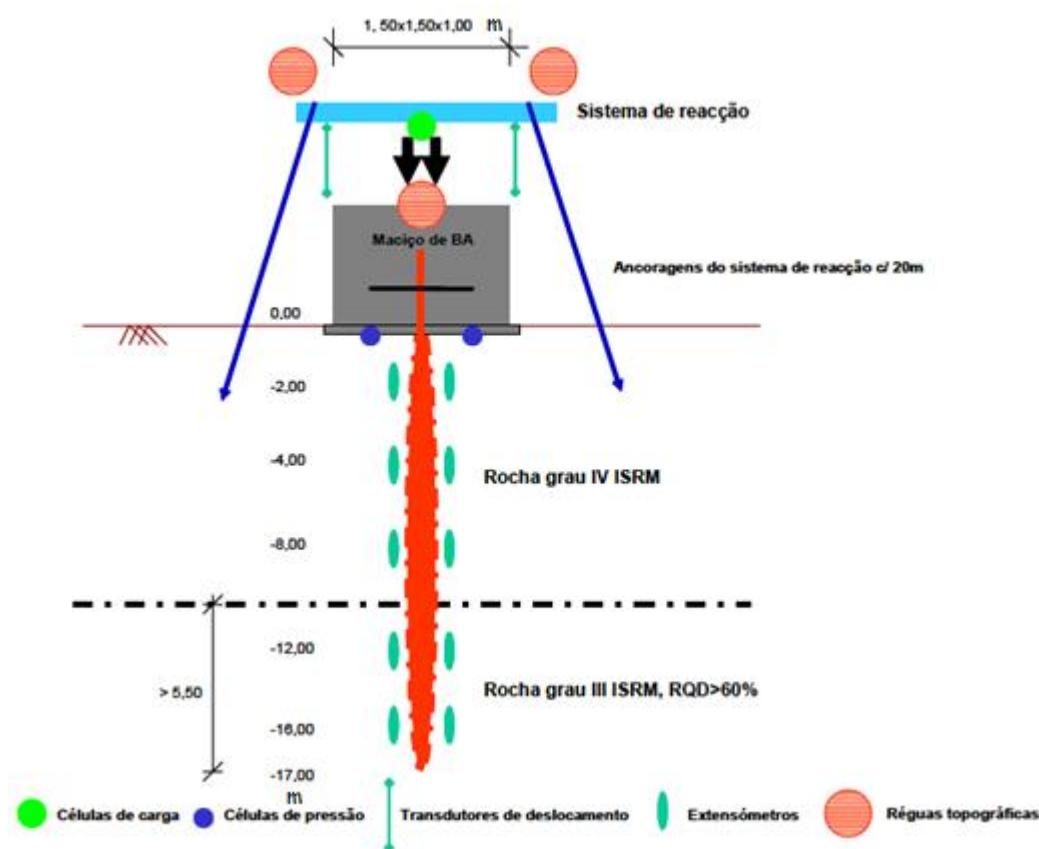


Figura 18 – Representação esquemática do ensaio das microestacas (Mendonça, 2010)

A furação desta fundação foi realizada à rotopercussão, com recurso a um martelo de fundo-de-furo, e os troços dos tubos da armadura foram roscados à medida que se descia esta no interior do furo.

Após a colocação do tubo no interior do furo, procedeu-se à injeção da microestaca, sendo esta constituída por uma calda de cimento com uma relação de água/cimento de 0,4 e com cimento tipo I classe 42,5R. Esta foi feita por obturação do tubo da microestaca, obrigando a calda a preencher o espaço anelar entre o tubo e as paredes do furo. Posteriormente foi colocado no seu interior o varão de aço, no qual foram solidarizados os extensómetros (*strain-gauges*) para a medição das extensões.

Após a realização da microestaca procedeu-se à regularização da plataforma com betão de limpeza para posterior betonagem do maciço de encabeçamento, não usado no ensaio ao pilar P18. Este foi betonado diretamente contra o terreno e tinha dimensões

1,5×1,5 m em planta com 1,0 m de altura. O betão aqui utilizado era da classe C 30/37 S3 X0 (P) D22 e as armaduras em aço A500NR.

7.3. Ensaio

A microestaca de ensaio foi submetida a uma força de compressão aplicada ao nível do topo do maciço de encabeçamento, de modo a simular a situação real de transmissão de carga à fundação por parte dos pilares da estrutura. Para a realização deste ensaio foi necessária a montagem, no local, de uma estrutura de reação constituída e de quatro macacos hidráulicos e respetiva bomba colocados sobre o maciço de encabeçamento, que, por reação contra o “capacete” metálico existente no terreno, originou a carga do ensaio de compressão. Para a medição de resultados foram instaladas células de carga elétrica entre cada macaco hidráulico e o “capacete” metálico de reação, que tinham como objetivo a medição da carga instalada (Mendonça, 2010). Foram também colocados os seguintes elementos: duas células de pressão, previamente à betonagem, no sentido de avaliar a transmissão de carga para o maciço; transdutores de deslocamento nas faces do maciço de encabeçamento de modo a obter a medição dos deslocamentos verticais impostos no maciço; extensómetros no interior da microestaca, a diferentes profundidades, que permitiram a medição das extensões; uma régua topográfica, no centro do maciço, para confirmação dos valores obtidos a partir dos transdutores de deslocamento. Estes elementos estão ilustrados na Figura 18.

O ensaio de carga foi executado através de seis ciclos de carga e descarga, com um incremento sucessivo da carga de ensaio a cada ciclo, de modo a atingir o valor máximo da carga de ensaio. Inicialmente o valor previsto para a carga de ensaios era de 3100 kN, designado por P_e , a atingir em seis ciclos incrementais de 15 % P_e , com um valor inicial de 25 % P_e . Desta forma, as cargas a atribuir a cada ciclo foram de 775 kN, 1240 kN, 1705 kN, 2170 kN, 2635 kN e 3100 kN. Cada ciclo foi constituído por uma fase de carga, um patamar de fluência e uma fase de descarga. Na fase de carga de cada ciclo realizaram-se incrementos sucessivos de carga até se atingir o nível de carga máximo admitido para cada fase. No patamar de fluência manteve-se a carga constante durante um período de tempo de forma a serem realizadas leituras do valor da carga e deslocamentos instalados em instantes temporais com determinada duração. Na fase de descarga a diminuição da carga fez-se de uma forma decremental (Mendonça, 2010).

Este sistema permitiu a leitura das seguintes grandezas:

- Deformação axial da microestaca de ensaio a cinco metros de profundidade, medida através dos extensómetros, o que permitiu analisar a variação da deformação axial ao longo do comprimento da microestaca;
- Deformação axial total, medida através dos transdutores de deslocamento, réguas topográficas e defletómetros, permitindo quantificar, não só a resposta da microestaca ensaiada e do terreno, mas também a da estrutura de reação.
- Carga aplicada a cada instante, através das células de carga;
- Carga instalada no maciço de fundação, através das células de pressão.

7.4. Resultados obtidos

Os principais resultados obtidos no segundo ensaio do pilar P18, designado por P18bis, encontram-se resumidos na Tabela 6.

Tabela 6- Descrição dos principais resultados obtidos na repetição do ensaio ao pilar P18bis

Ciclo de Carga	Carga (kN)	Deslocamentos do topo do maciço (Régua R5 – mm)	Extensão média na secção mais próxima da superfície (Strain Gauges SG9 e SG10 - $\times 10^{-6}$)
1º	775	0,6	250
2º	1240	0,9	412
3º	1705	1,3	546
4º	2170	1,8	642
5º	2635	2,6	762
6º	3100	3,5	961

Após a análise dos resultados, e comparando estes resultados com os resultados obtidos nos ensaios aos pilares P19 e P18, a principal conclusão a retirar é que o maciço contribui significativamente para a capacidade de fundação. As percentagens registadas para a gama de cargas de serviço das microestacas de projeto foram de 39 % em termos de deslocamento do maciço e 49 % em termos de esforço axial.

8. ANÁLISE NUMÉRICA ATRAVÉS DE ELEMENTOS FINITOS PLAXIS 2D v.8.6

8.1. Generalidades

Neste trabalho realizaram-se análises numéricas com recurso ao método dos elementos finitos. O Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo dividir um meio contínuo utilizando uma malha, sendo esta constituída por vários elementos (Araújo, 2009). A ferramenta numérica utilizada foi o PLAXIS 2D v.8.6.

O PLAXIS é um programa de elementos finitos que foi desenvolvido para a análise de deformações e estabilidade de projetos de engenharia geotécnica, principalmente casos de grande complexidade que envolvem interação solo-estrutura e carregamentos dinâmicos.

Este *software* traz implementado cinco modelos de cálculo para materiais geotécnicos: Elástico Linear, Mohr-Coulomb, *Soft-Soil Model* (modelo elasto-plástico com amolecimento), *Hard Soil Model* (ou modelo PLAXIS) e *Soft-Soil Creep* (modelo constitutivo para problemas com dependência no tempo).

Para fácil compreensão e manuseamento o programa está dividido em quatro sub-rotinas, sendo essas, *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. Na primeira são definidos a geometria do problema, os parâmetros do solo, as propriedades dos materiais, as condições de contorno e malha, que, no caso do PLAXIS 8.6 é triangular e gerada automaticamente. Relativamente à malha, esta ainda pode ser refinada de acordo com os interesses do utilizador, havendo cinco tipos de refinamento global (muito grossa, grossa, média, fina e muito fina) ou um refinamento em torno de um determinado ponto ou linha da geometria. A malha pode ser constituída por elementos de seis ou quinze nós, dependendo do tipo de precisão que é desejado. No entanto, quanto mais refinada a malha maior é o tempo computacional necessário. Os elementos de seis nós possuem três pontos de integração numérica, enquanto que os elementos de quinze nós possuem doze pontos de integração.

Na segunda sub-rotina, *Calculation*, é definido o tipo de análise, o carregamento/deslocamento a aplicar ou a modelação de construção faseada e os pontos em que se pretende que o programa calcule os deslocamentos/forças ou tensões/deformações.

Na sub-rotina *Output* é possível representar graficamente os resultados obtidos. Na Tabela 7 indica-se o tipo de informação que é possível visualizar nesta sub-rotina.

A última sub-rotina, *Curves*, traça os gráficos desejados pelo utilizador nos pontos previamente selecionados, tais como gráficos de carregamento e tempo, deslocamento e tempo ou gráficos de deformações e tensões (Araújo, 2009).

Tabela 7 - Dados de saídas do PLAXIS (Output) adaptado de Araújo (2009)

Deslocamentos e deformações	Tensões
Deformação da malha	Tensões efetivas
Deslocamentos totais	Tensões totais
Deslocamentos horizontais	Tensões de consolidação
Deslocamentos verticais	Pontos de plastificação
Incrementos totais de deformação	Pressões intersticiais ativas
Incrementos horizontais de deformação	Excesso de pressões intersticiais
Incrementos verticais de deformação	Carga hidráulica
Deformações totais	Linhas de fluxo
Incrementos de deformação	Rede de fluxo

8.2. Descrição da modelação com o PLAXIS 2D v.8.6

Neste trabalho começou por simular-se numericamente um dos ensaios de campo realizados, o designado por P18bis, de forma a estimar retroativamente propriedades da interface microestaca-macício de fundação do maciço de fundação.

O problema em análise é axissimétrico. No entanto, embora seja uma opção discutível, nas análises numéricas realizadas optou-se por usar um estado plano de deformação. Esta opção permite utilizar o mesmo modelo em todas as análises realizada, nomeadamente para o caso de estudo (secção 13).

A modelação numérica da microestaca e do maciço de fundação submetidos a carregamentos axiais foi realizada recorrendo a elementos planos, cada um deles com as suas respetivas propriedades. Nas secções seguintes faz-se a descrição mais detalhada desses elementos.

8.2.1. Geometria do problema

A análise numérica foi iniciada com a criação de um modelo geométrico, que representasse o problema real a ser analisado.

Desta forma, inicialmente foi definida a geometria do problema e a foi feita uma primeira análise, para gerar o campo de tensões iniciais.

De forma a definir uma massa de terreno de dimensão suficiente para não afetar os resultados, neste trabalho adotou-se, tanto para a largura como para a profundidade da malha, um valor de cinco vezes o comprimento da microestaca, ou seja, oitenta e cinco metros.

Relativamente à microestaca e ao maciço de encabeçamento, estes foram representados como sendo materiais elásticos. Nas análises numéricas realizadas tirou-se partido da simetria do problema, o que se refletiu também nos valores de muitas das propriedades destes elementos (metade do valor real).

Dada a inexistência de informação direta sobre a deformabilidade do terreno, nas análises realizadas foram considerados três cenários distintos, que resultaram em três geometrias, com diferentes valores dos módulos de deformabilidade, E , associados:

1. Consideração de 9 camadas, com valores de deformabilidade distintos em algumas delas, isto é, consideração de 6 materiais diferentes;
2. Maciço constituído por 3 camadas (3 tipos de terreno), com valores de deformabilidade para cada um deles igual à média dos valores correspondentes;
3. Maciço uniforme, com um único valor do módulo de deformabilidade.

A Figura 19, a Figura 20 e a Figura 21 representam a primeira, segunda e terceira geometrias, respetivamente.

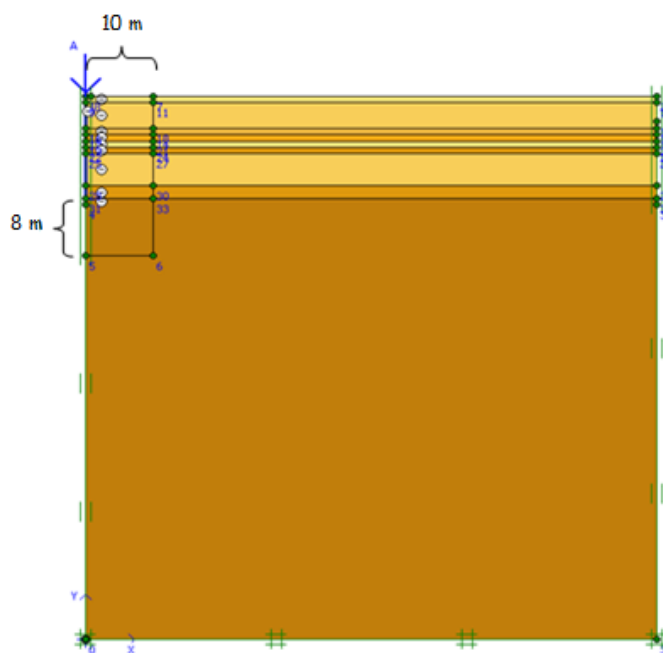


Figura 19 - Disposição da primeira geometria do problema: 6 materiais no terreno de fundação

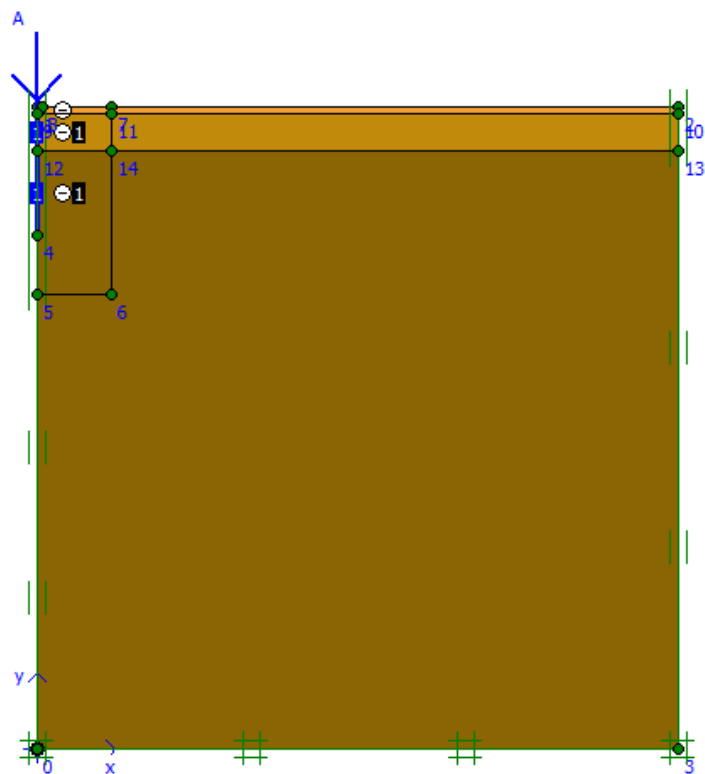


Figura 20 – Disposição da segunda geometria do problema: 3 materiais no terreno de fundação

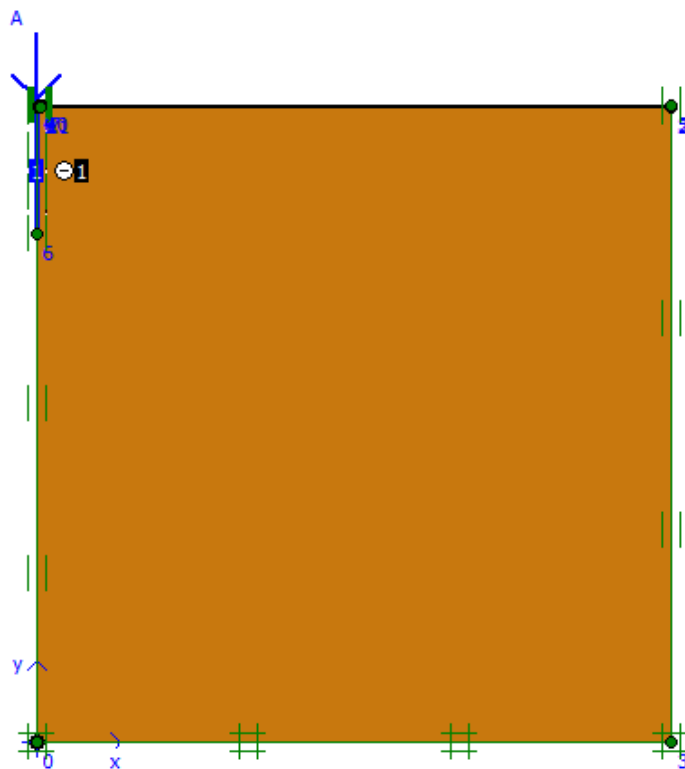


Figura 21 - Disposição da terceira geometria do problema: terreno de fundação uniforme

A análise do problema foi feita, para as diferentes geometrias, com uma malha constituída por elementos de quinze nós com um refinamento médio, exceto na região em volta da microestaca que se apresenta com um refinamento muito fino. Essa região inclui o terreno de fundação até uma distância de 10 m e de 8 m da microestaca na vertical e na horizontal, respetivamente.

Dado que para as três geometrias estudadas, as propriedades dos materiais apenas diferiam nos valores do módulo de deformabilidade correspondente, o campo de tensões iniciais era idêntico para todos eles.

Assim o campo de tensões efetivas iniciais gerado para qualquer uma das geometrias teve um valor máximo de $-2,20 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$. Para a primeira geometria este está representado na Figura 22. Note-se que o programa PLAXIS assume as tensões de compressão no terreno com sinal negativo.

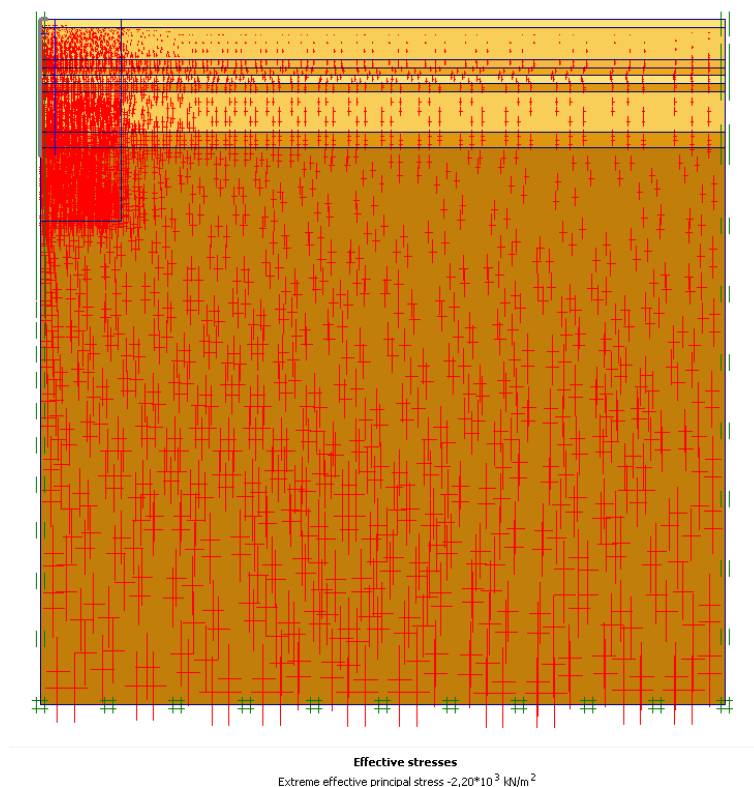


Figura 22- Representação das tensões efetivas iniciais para a primeira geometria, consideração de 6 materiais no terreno de fundação

8.2.2. Modelos constitutivos utilizados

Para representação do comportamento dos vários materiais que constituem o problema foram considerados diferentes modelos constitutivos.

O maciço rochoso é representado através do modelo de Mohr-Coulomb e a microestaca e o maciço de encabeçamento são constituídos por materiais homogéneos, isotrópicos e elásticos lineares. Estes dois materiais foram representados por elementos do tipo *beam*. Para a caracterização deste tipo de elementos é necessário introduzir a sua rigidez.

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico criado para representar a rotura por corte de solos e rochas. Modelo baseia-se na hipótese de que o material se comporta como elástico linear até atingir a rotura, mantendo-se a superfície de plastificação fixa. Desta forma, assume-se que o material apresenta um comportamento elástico linear até atingir uma determinada tensão, mantendo-se esta constante com o acréscimo de deformações plásticas (Araújo, 2009).

Os principais parâmetros geotécnicos necessários para a utilização deste modelo no PLAXIS 2D v.8.6 estão representados na Tabela 8 e, para o maciço de encabeçamento e da microestaca (elástico linear), na Tabela 9.

Tabela 8 - Parâmetros geotécnicos para o modelo de Mohr-Coulomb no PLAXIS 2D v.8.6 (Araújo, 2009)

c'	Coesão (kN/m^2)
E	Módulo de deformabilidade (kN/m^2)
K_h	Coefficiente de permeabilidade horizontal (m/dia)
K_v	Coefficiente de permeabilidade vertical (m/dia)
γ_{sat}	Peso volúmico saturado (kN/m^3)
γ_{unsat}	Peso volúmico aparente (kN/m^3)
ν	Coefficiente de Poisson
K_0	Coefficiente de impulso em repouso
ϕ'	Ângulo de atrito ($^\circ$)

Tabela 9 – Rigidez do maciço de encabeçamento e da microestaca

EI (kN/m^2)	Rigidez à flexão
EA (kN/m)	Rigidez normal

8.2.3. Parâmetros utilizados

Para realizar as análises numéricas foi necessário definir valores para as grandezas indicadas na Tabela 8 e na Tabela 9 para os vários materiais.

Para tal foi necessário realizar alguns cálculos iniciais. De facto, dado que tanto o maciço de encabeçamento como a microestaca são constituídos por dois materiais diferentes (betão e armadura), foi necessário determinar propriedades equivalentes, de

forma a representar o comportamento destes através de um material homogêneo e isotrópico.

Algumas das propriedades dos materiais utilizados nesta análise estão descritas na Tabela 11 e na Tabela 10.

Tabela 10 - Propriedades do maciço de encabeçamento e da microestaca

Material	E_s (kN/m ²)	E_c (kN/m ²)	A_{total} (m ²)	A_s (m ²)	A_c (m ²)	I (m ⁴)	E_{eq} (kN/m ²)	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)
Maciço	200×10^6	30×10^6	1,5	$2,866 \times 10^{-2}$	1,471	0,125	$3,325 \times 10^6$	$4,987 \times 10^7$	$4,156 \times 10^6$
Microestaca	200×10^6	30×10^6	$4,909 \times 10^{-2}$	$6,008 \times 10^{-3}$	$4,308 \times 10^{-2}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$50,807 \times 10^6$	$1,247 \times 10^6$	914,434

Em que:

E_s - Módulo de deformabilidade do aço

E_c - Módulo de deformabilidade do betão

A_{total} - Área total da estrutura

A_s - Área de aço

A_c - Área de betão

I - Momento de inércia

E_{eq} - Módulo de deformabilidade equivalente

Tabela 11 – Propriedades gerais do maciço rochoso

Material	ν	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)
Maciço rochoso	0,28	28	26

Os parâmetros (ν e ϕ) foram estimados a partir da bibliografia, nomeadamente de Bowles (1997), que garante que rochas com elevado atrito, como o granito, possuem valores de 34° a 40° para o ângulo de atrito e 0,26 para o coeficiente de Poisson. Os valores do peso volúmico utilizados (γ_{sat} e γ_{unsat}) foram retirados da mesma fonte (Tabela 11).

Relativamente ao módulo de deformabilidade (E), este foi determinado indiretamente através das sondagens realizadas. Estas apenas forneciam o RQD (*Rock Quality Designation*), da rocha, que é um indicativo da qualidade de maciços rochosos definido a partir de sondagens realizadas, pelo que não existindo relação direta entre estes dois valores, é impossível determinar o E do terreno diretamente. No entanto, existe apenas uma relação entre o módulo de deformabilidade e o RMR (*Rock Mass Ratio*) do solo, que é um sistema empírico desenvolvido para a obtenção de parâmetros geomecânicos em terrenos

rochosos. Esta relação está representada na Figura 24. A Figura 23 representa um excerto de uma das sondagens (sondagem SVC12) realizadas ao terreno de fundação.

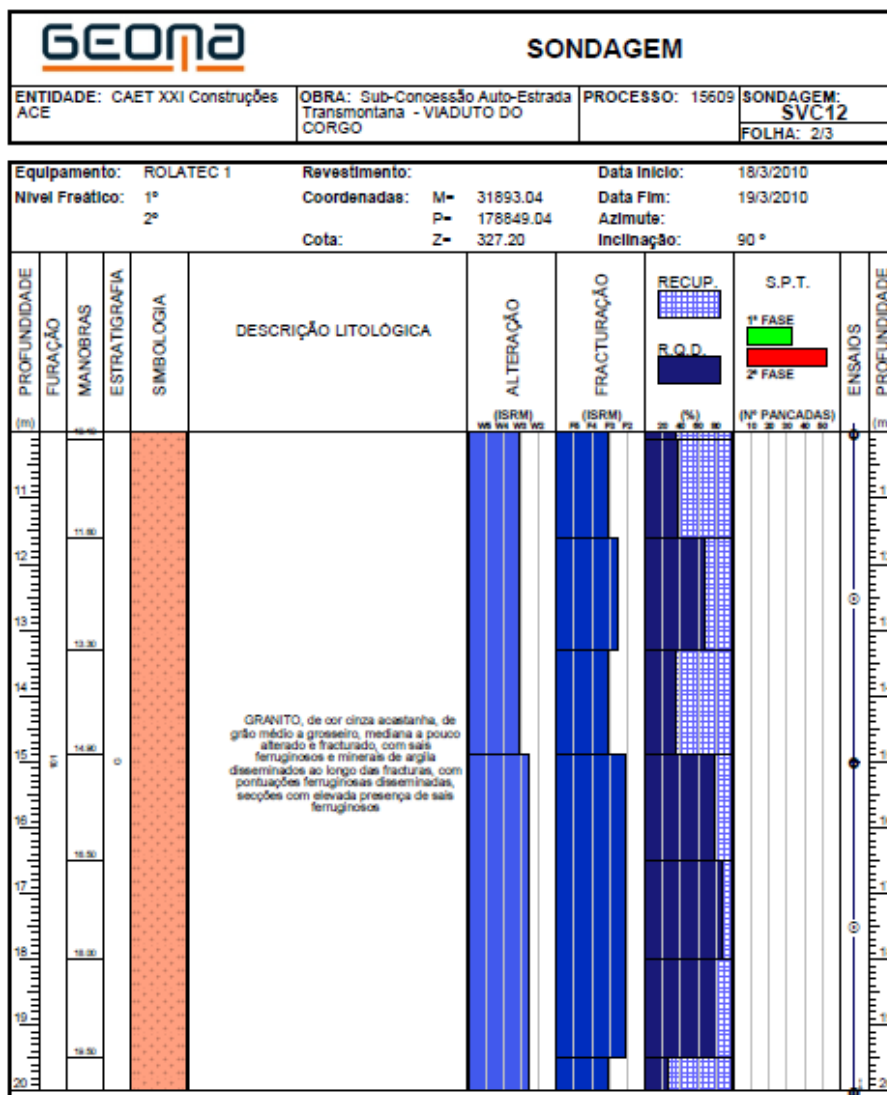


Figura 23 – Excerto dos resultados da sondagem SVC12 realizada ao terreno de fundação

Desta maneira, foi feita uma correlação de valores para o maciço rochoso através da classificação geomecânica de Bieniawski (1989), representada na Figura 24. Esta classificação é baseada na atribuição de pesos a cinco parâmetros que são considerados os mais significantes para o comportamento dos maciços rochosos, sendo esses parâmetros a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, o RQD, o espaçamento das discontinuidades, as condições das discontinuidade e influência da água. O somatório dos pesos atribuídos a cada parâmetro constitui o RMR.

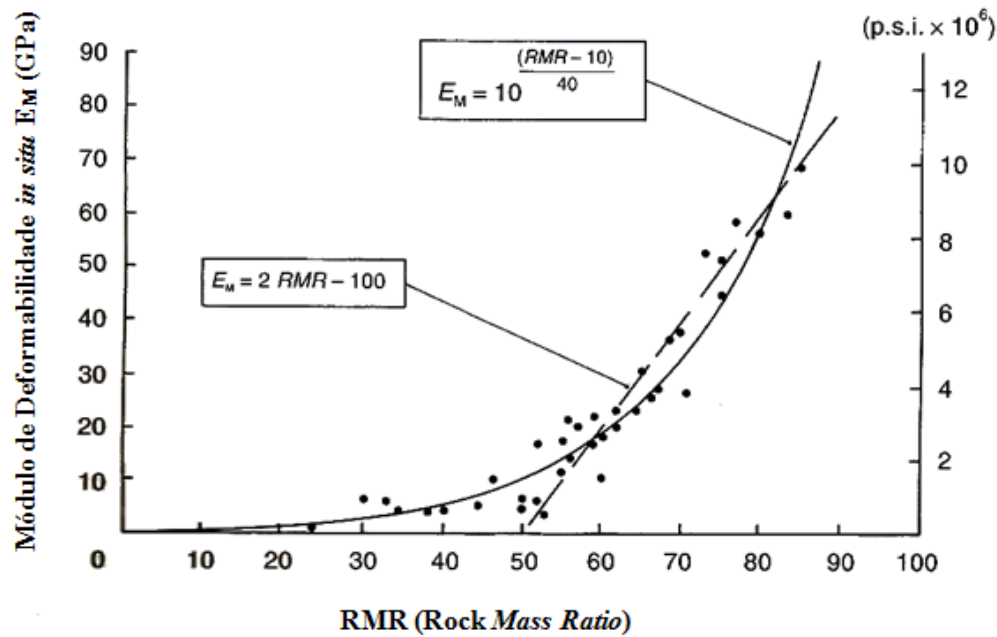


Figura 24 - Relação entre o módulo de deformabilidade *in situ* e o RMR (Wyllie, 1999)

Posteriormente, com esses valores e aplicando a relação da Equação (39), para RMR menor que 50, ou a relação da Equação (40), para RMR maior que 50, foi possível estimar valores para o módulo de deformabilidade do maciço de fundação.

$$E_M = 10 \frac{RMR-10}{40} \quad (39)$$

$$E_M = 2RMR - 100 \quad (40)$$

Tal como se referiu anteriormente, numa das situações analisadas, consideraram-se 9 materiais diferentes, correspondendo aos valores do módulo de deformabilidade, E , do maciço rochoso a diferentes profundidades (de metro a metro até 17 m de profundidade). A partir daí o terreno foi considerado homogêneo.

Esta classificação permitiu calcular o valor do módulo de deformabilidade para cada metro de profundidade, obtendo, assim, a primeira geometria representada anteriormente. Como a partir dos resultados disponíveis não foi possível estimar os valores de todos os parâmetros necessários para aplicar a classificação de Bieniawski (1989), calcularam-se três valores para o RMR, ou seja, determinou-se um RMR máximo, um RMR médio e um RMR mínimo.

Tabela 12 - Classificação geomecânica de rochas, adaptada de Bieniawski (1989)

Parâmetros			Coeficientes						
1	Resistência da rocha intacta	Carga pontual	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
		Pesos	15	12	7	4	2	1	0
2		RQD	90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	<50 %		
		Pesos	20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das discontinuidades		>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
		Pesos	20	15	10	8	5		
4	Condição das discontinuidades		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação ≤ 1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação ≤ 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou enchimento com espessura ≤ 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5mm	Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm		
		Pesos	30	25	20	10	0		
5	Presença da água	Caudal por 10m de comprimento do túnel	nenhum	<10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Relação pressão vs. Tensão principal máxima	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água		
		Pesos	15	10	7	4	0		

A Tabela 13 inclui os valores assumidos a partir das sondagens realizadas, nomeadamente as sondagens SVC12 e SVC13, para as diferentes grandezas, de 1 a 5, que intervêm na classificação de Bieniawski (1989).

Tabela 13 - Valores assumidos para as diferentes grandezas intervenientes na classificação de Bieniawski (1989)

Profundidade (m)	RMR (máximo)						RMR (médio)						RMR (mínimo)					
	1	2	3	4	5	Total	1	2	3	4	5	Total	1	2	3	4	5	Total
1	15	10	10	30	15	80	7	10	10	20	15	62	2	10	10	5	15	42
2	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
3	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
4	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
5	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
6	15	13	8	30	15	81	7	13	8	20	15	63	2	13	8	5	15	43
7	15	10	9	30	15	79	7	10	9	20	15	61	2	10	9	5	15	41
8	15	10	10	30	15	80	7	10	10	20	15	62	2	10	10	5	15	42
9	15	13	9	30	15	82	7	13	9	20	15	64	2	13	9	5	15	44
10	15	15	8	30	15	83	7	15	8	20	15	65	2	15	8	5	15	45
11	15	15	8	30	15	83	7	15	8	20	15	65	2	15	8	5	15	45
12	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
13	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
14	15	13	10	30	15	83	7	13	10	20	15	65	2	13	10	5	15	45
15	15	13	9	30	15	82	7	13	9	20	15	64	2	13	9	5	15	44
16	15	13	9	30	15	82	7	13	9	20	15	64	2	13	9	5	15	44
17	15	15	9	30	15	84	7	15	9	20	15	66	2	15	9	5	15	46

O valor total das grandezas intervenientes na classificação de Bieniawski (1989) obtido para RMR máximo, RMR médio e RMR mínimo para as várias camadas de terreno permitiu estimar os valores do módulo de deformabilidade para essas mesmas camadas. Esses valores estão representados na Tabela 14 e na Tabela 15.

Tabela 14 - Valores do módulo de deformabilidade para diferentes profundidades e para diferentes RMR

Profundidade	E (GPa)		
	RMR máximo	RMR médio	RMR mínimo
1	60	24	6,31
2	66	30	7,50
3	66	30	7,50
4	66	30	7,50
5	66	30	7,50

Tabela 15 - Valores do módulo de deformabilidade para diferentes profundidades e para diferentes RMR (continuação da Tabela 14)

Profundidade	E (GPa)		
	RMR máximo	RMR médio	RMR mínimo
6	62	26	6,68
7	58	22	5,96
8	60	24	6,31
9	64	28	7,08
10	66	30	7,50
11	66	30	7,50
12	66	30	7,50
13	66	30	7,50
14	66	30	7,50
15	64	28	7,08
16	64	28	7,08
17	68	32	7,94

Para a coesão foram atribuídos valores de várias centenas de kPa para as diferentes profundidades pois, segundo Wyllie (1999), para rochas fortes, intactas e sem descontinuidades paralelas à superfície de deslizamento existe muito pouco risco de rotura.

As análises numéricas realizadas incluíram uma primeira fase de retroanálise em que, através do ajuste dos resultados numéricos aos resultados do ensaio de carga de uma microestaca (P18bis referido atrás), se procurou estimar os valores das propriedades do maciço de fundação (c' , ϕ' , E) e da interface entre este e a microestaca (dada por R_{inter}), usados no PLAXIS.

Este último parâmetro (parâmetro de resistência de interface) permite obter as propriedades da interface maciço de fundação-microestaca através da redução das propriedades do maciço. Assim, a resistência da interface será caracterizada por uma adesão (a) e por um ângulo de atrito (δ) determinados a partir das Equações (41) e (42).

$$R_{inter} = \frac{a}{c'} \quad (41)$$

$$R_{inter} = \frac{tg \delta}{tg \phi'} \quad (42)$$

De modo a chegar a resultados compatíveis com os obtidos nos ensaios, além da coesão foi também variado o parâmetro de resistência na interface, R_{inter} , que descreve o comportamento das interfaces na interação solo-estrutura.

Uma pesquisa posterior permitiu, ainda, a divisão do maciço rochoso em várias classes, dependendo do RMR que o caracteriza.

A Tabela 16 classifica o maciço rochoso em cinco diferentes classes, de acordo com o valor do índice de RMR (Bieniawski, 1989). Esta classificação estima características relativas à resistência do maciço rochoso, nomeadamente, a coesão e ângulo de atrito. A questão do tempo estimado para aguentar sem suporte deve-se ao facto de esta classificação ter sido desenvolvida para túneis.

Tabela 16 – Classes de maciços rochosos adaptada de Bieniawski (1989)

Peso global	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Tempo médio para aguentar sem suporte	20 anos para 15 m de vão	1 ano para 10 m de vão	1 semana para 5 m de vão	10 horas para 2,5 m de vão	30 minutos para 1 m de vão
Coesão da massa rochosa (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

As classes de maciço consideradas nos ensaios realizados foram: a classe I, a classe II, a classe III e a classe IV. Em cada uma delas os valores utilizados para a coesão e o ângulo de atrito foram os valores médios dos valores pressupostos por Bieniawski (1989), ou seja, os valores utilizados para a coesão foram de 450 kPa, 350 kPa, 250 kPa e 150 kPa e para o ângulo de atrito foram 50°, 40°, 30° e 20°, respetivamente. A classe V não foi tida em conta pois diz respeito a maciços rochosos muito fracos, os quais não são relevantes para o caso em estudo.

Na Tabela 17 estão resumidos os conjuntos de parâmetros considerados relevantes. Os resultados das análises numéricas correspondentes são apresentados no capítulo 9. É de ter em conta que além dessas análises foram realizadas muitas outras, onde se fez variar as características dos materiais do solo de fundação até serem obtidos resultados aceitáveis.

Tabela 17 – Tabela resumo dos ensaios realizados no capítulo 9

Maciço rochoso			c'(kN/m ²)	φ'(°)	R _{inter}	E(GPa)
Valores dos parâmetros dos materiais tabelados para as classes de maciço rochoso	RMR máximo (classe I)		450	50	0,9	62
					0,5	
	RMR médio (classe II)		350	40	0,9	22
					0,5	
	RMR mínimo (Classe III)		250	30	0,9	7
					0,5	
Variação dos parâmetros dos materiais do maciço rochoso	RMR máximo		600	40	0,9	62
					0,5	
	RMR médio		600	40	0,9	22
					0,5	
	RMR mínimo		600	40	0,9	7
					0,5	
Variação das geometrias do maciço rochoso (diferentes parâmetros dos materiais para cada camada de solo de fundação)	Solo de fundação uniforme		700	40	0,95	7
	Solo de fundação constituído por 3 camadas	1º camada	600	40	0,9	7
		2º camada	700	40	0,95	7
		3º camada	700	40	0,95	8
	Solo de fundação constituído por 9 camadas com 6 materiais diferentes	1º camada	600	40	0,9	6,5
		2º camada	700	40	0,95	7,5
		3º camada	700	40	0,95	7
		4º camada	700	40	0,95	6
		5º camada	600	40	0,9	6,5
		6º camada	700	40	0,95	7
		7º camada	700	40	700	7,5
		8º camada	700	40	0,95	7
		9º camada	700	40	0,95	8

9. ANÁLISE DE RESULTADOS

9.1. Influência da geometria considerada

De modo a comparar os resultados obtidos para as diferentes geometrias, geometrias estas esquematizadas na Figura 25, com os resultados obtidos no ensaio ao pilar P18bis foram realizados vários testes para diferentes valores da coesão (c') e resistências de interface (R_{inter}).

Após a análise desses testes concluiu-se que os resultados numéricos obtidos se afastam da realidade (resultados obtidos no ensaio), havendo diferenças de quase 50 % entre eles. No entanto, os resultados mais próximos foram obtidos para uma coesão, em média, de 700 kN/m^2 e uma resistência de interface de, maioritariamente, 0,95. Os valores do módulo de deformabilidade, E , aqui utilizados encontram-se na gama de valores considerados para um RMR mínimo. Na Tabela 18 e na Tabela 19 estão expostos os valores das propriedades das diferentes geometrias de maciço rochoso que foram utilizados nos ensaios numéricos.

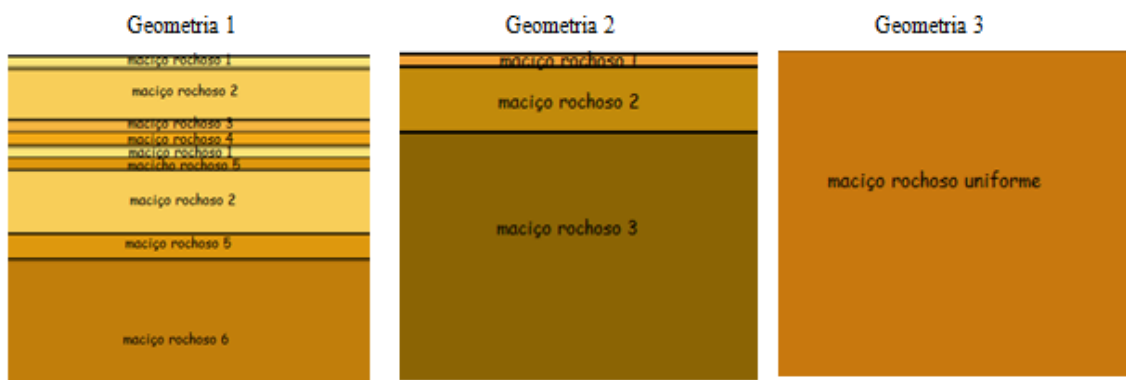


Figura 25 – Esquema das diferentes geometrias do terreno de fundação

Tabela 18 – Valores das propriedades das diferentes geometrias de maciço rochoso utilizados nos ensaios numéricos

Geometria	Caraterísticas da geometria	c' (kN/m^2)	E (kN/m^2)	ϕ' ($^\circ$)	R_{inter}
Geometria 1	Maciço rochoso 1	600	6,5	40	0,95
	Maciço rochoso 2	700	7,5	40	0,95
	Maciço rochoso 3	700	7	40	0,95
	Maciço rochoso 4	700	6	40	0,95
	Maciço rochoso 5	700	7	40	0,95
	Maciço rochoso 6	700	8	40	0,95

Tabela 19 - Valores das propriedades das diferentes geometrias de maciço rochoso utilizados nos ensaios numéricos (continuação da Tabela 18)

Geometria	Caraterísticas da geometria	c' (kN/m ²)	E (kN/m ²)	ϕ' (°)	R_{inter}
Geometria 2	Maciço rochoso 1	600	7	40	0,95
	Maciço rochoso 2	700	7	40	0,95
	Maciço rochoso 3	700	8	40	0,95
Geometria 3	Maciço rochoso uniforme	700	7	40	0,95

A Figura 26 compara os resultados obtidos para as diferentes geometrias com os resultados retirados do ensaio, para os valores de coesão e resistência de interface representados na Tabela 18.

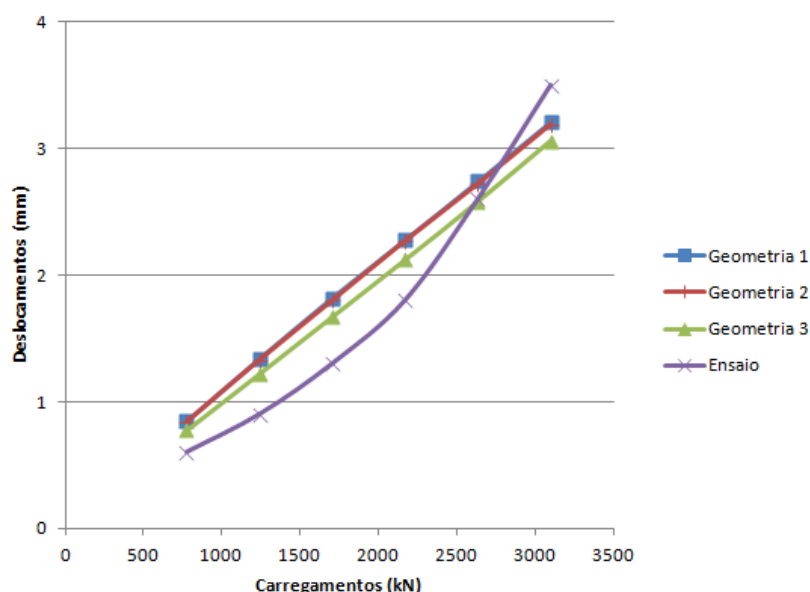


Figura 26 - Comparação entre os resultados obtidos para as diferentes geometrias com os resultados do ensaio realizado ao pilar P18bis

Analisando a Figura 26 observa-se que, tal como foi dito anteriormente, os resultados obtidos na análise numérica com o programa PLAXIS afastam-se um pouco do esperado. No entanto, os resultados obtidos para as diferentes geometrias são semelhantes, havendo muita pouca diferença entre eles, principalmente entre a primeira e a segunda geometria. Desta forma, os resultados analisados a partir deste ponto são os obtidos apenas pela primeira geometria, em virtude da diferença observada pelos resultados entre esta e as outras geometrias serem insignificantes.

Uma possível justificação para a discrepância dos resultados anteriores relativamente ao comportamento observado no ensaio pode passar pelo modelo de comportamento adotado para a microestaca. Este pode ser bem diferente do elástico linear adotado.

9.2. Retroanálise do ensaio de carga

A primeira geometria considerada divide o maciço rochoso em várias zonas (9 camadas com 6 materiais diferentes) de modo a serem classificadas separadamente. Procurou-se as fronteiras destas regiões coincidirem com estruturas geológicas principais, sendo neste caso a mudança de descontinuidades, o que implica a mudança do Módulo de deformabilidade.

Foram realizadas modelações numéricas para os diferentes valores do módulo de deformabilidade relativos a cada RMR (máximo, médio e mínimo), estando a coesão e o ângulo de atrito de acordo com o que foi referido anteriormente. Esses valores utilizados estão representados na Tabela 20.

Tabela 20 - Valores da coesão e ângulo de atrito correlados a partir da classe de maciços de Bieniawski (1989)

	RMR (máximo)	RMR (médio)	RMR (mínimo)
Peso global	100-81	80-61	60-41
Coesão (kPa)	450	350	250
Ângulo de atrito (°)	50	40	30

Foram realizadas análises numéricas tendo em conta as classes de maciço rochoso relevantes. As classes de maciço rochoso utilizadas foram as classes correspondentes aos valores de RMR máximo, RMR médio e RMR mínimo, ou seja, classe I, classe II e classe III, respetivamente. Os valores considerados para a coesão e ângulo de atrito foram os descritos na Tabela 20.

Essas análises foram feitas para diferentes valores da resistência de interface, estando na Figura 27 e na Figura 28 representados os deslocamentos obtidos de acordo com os carregamentos efetuados no ensaio, para os vários RMR e para parâmetros de resistência de interface de 0,5 e 0,9, respetivamente.

A análise desses resultados permite concluir que alguns dos conjuntos de valores utilizados não se aplicam ao maciço rochoso em questão pois, para um RMR máximo não é possível atingir a convergência de valores nas análises numéricas logo para o primeiro carregamento e para um RMR médio repete-se o mesmo para o quarto carregamento, para um parâmetro de resistência de interface de 0,5. Para o parâmetro de resistência de interface de 0,9 no maciço rochoso com propriedades correspondentes ao RMR máximo ocorre rotura e para um RMR médio este colapsa ao quinto carregamento. Relativamente

aos deslocamentos obtidos para um RMR mínimo, os resultados permitem observar que estes se encontram muito distanciados dos deslocamentos reais medidos durante o ensaio.

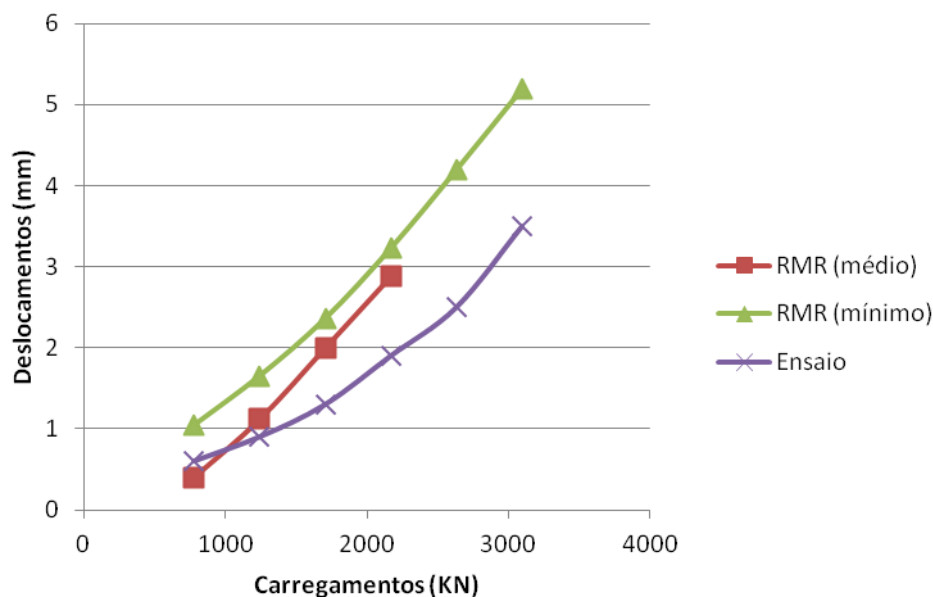


Figura 27 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR mínimo, RMR médio e Ensaio com as características relativas à classificação de maciços de Bieniawski (1989) para $R_{inter}=0,5$

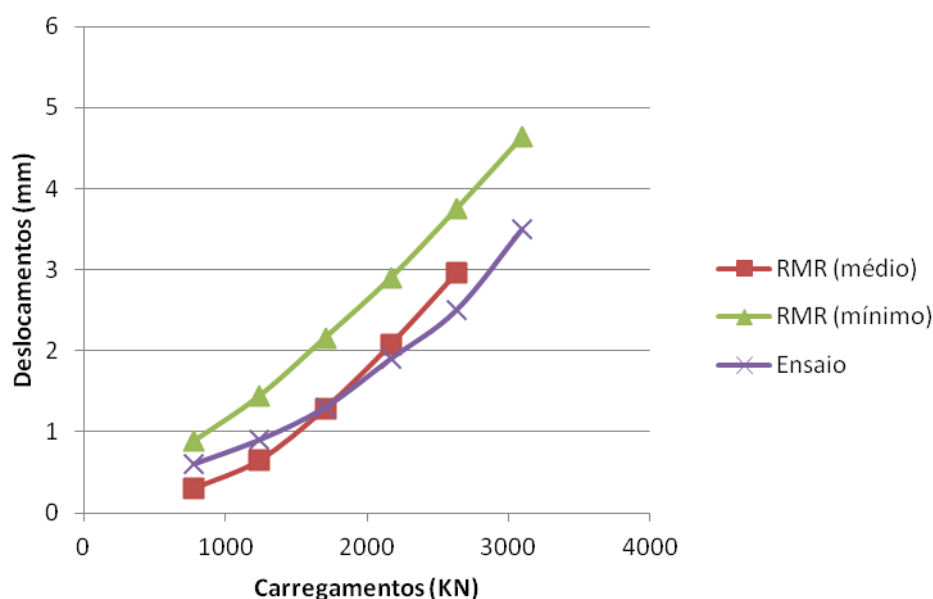


Figura 28 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR mínimo, RMR médio e Ensaio com as características relativas à classificação de maciços de Bieniawski (1989) para $R_{inter}=0,9$

De modo a obter resultados o mais próximo possível dos retirados do ensaio realizado ao pilar P18bis executaram-se outras análises, para os módulos de

deformabilidade relativos aos diferentes RMR, onde se variou a coesão e a resistência de interface até obter resultados aceitáveis.

A Figura 29 e a Figura 30 permitem comparar a variação dos deslocamentos conforme o carregamento aplicado com os deslocamentos obtidos no ensaio de carga, para parâmetros de resistência de interface de 0,5 e 0,9, respetivamente. O valor da coesão utilizado foi de 600 kPa. O valor do ângulo de atrito utilizado foi o correspondente a cada classe de maciço rochoso, ou seja, 50° para a classe I (RMR máximo), 40° para a classe II (RMR médio) e 30° para a classe III (RMR mínimo).

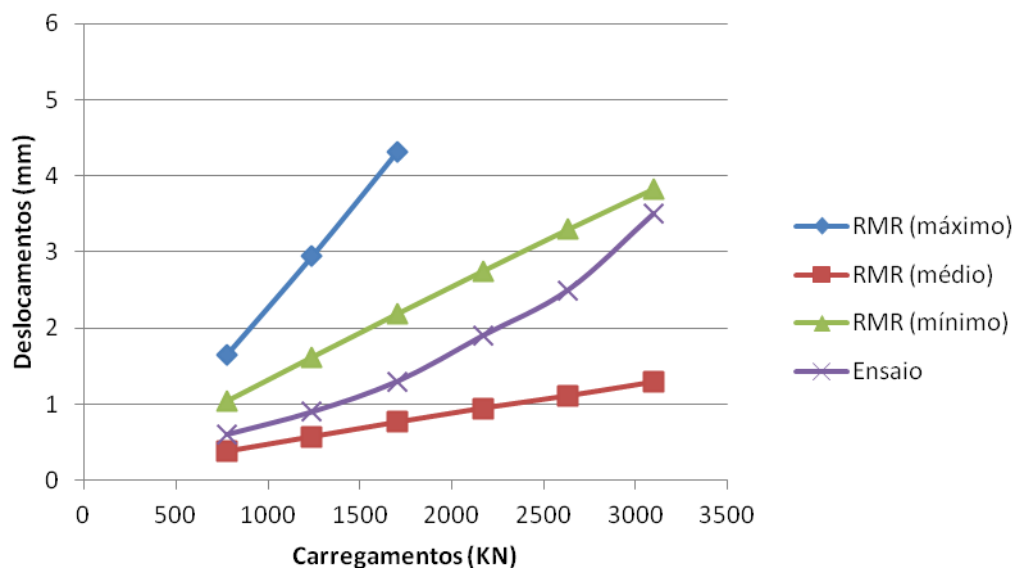


Figura 29 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR máximo, RMR médio, RMR mínimo e Ensaio para $R_{inter}=0,5$ e $c'=600$ kPa

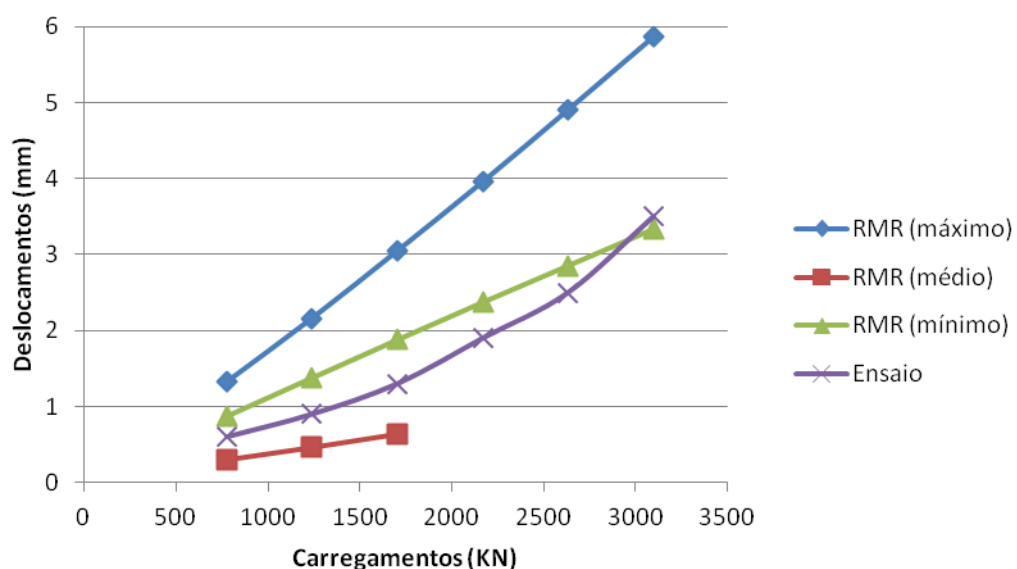


Figura 30 - Gráfico de deslocamentos-carregamentos de RMR máximo, RMR médio, RMR mínimo e Ensaio para $R_{inter}=0,9$ e $c'=600$ kPa

Analisando a Figura 29 e a Figura 30 conclui-se que os deslocamentos mais próximos dos obtidos no ensaio são os que foram obtidos com os valores do Módulo de deformabilidade para um RMR mínimo (para c' de 600 kPa). Além disso, quando o parâmetro de resistência da interface tem o valor de 0,5, o maciço rochoso com um RMR máximo colapsa ao terceiro carregamento (1705 kN) e quando é de 0,9 o maciço rochoso com um RMR médio também colapsa para o mesmo carregamento. A Figura 31 demonstra a localização dos pontos de plastificação na ocorrência do colapso do maciço rochoso para $R_{inter}=0,9$.

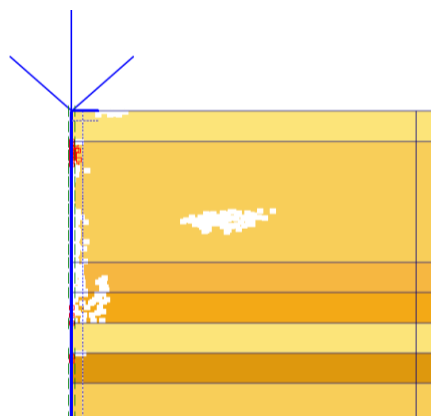


Figura 31 – Localização dos pontos de plastificação (representados a branco) no colapso do maciço rochoso para RMR máximo com $R_{inter}=0,5$ ao terceiro carregamento (1705 kN)

A Figura 32 e a Figura 33 representam a variação do esforço axial máximo na microestaca conforme o carregamento aplicado, para parâmetros de resistência de interface diferentes, 0,5 e 0,9, respetivamente. Como se tratam de resultados obtidos para a análise numérica realizada anteriormente, o valor utilizado para a coesão foi de 600 kPa.

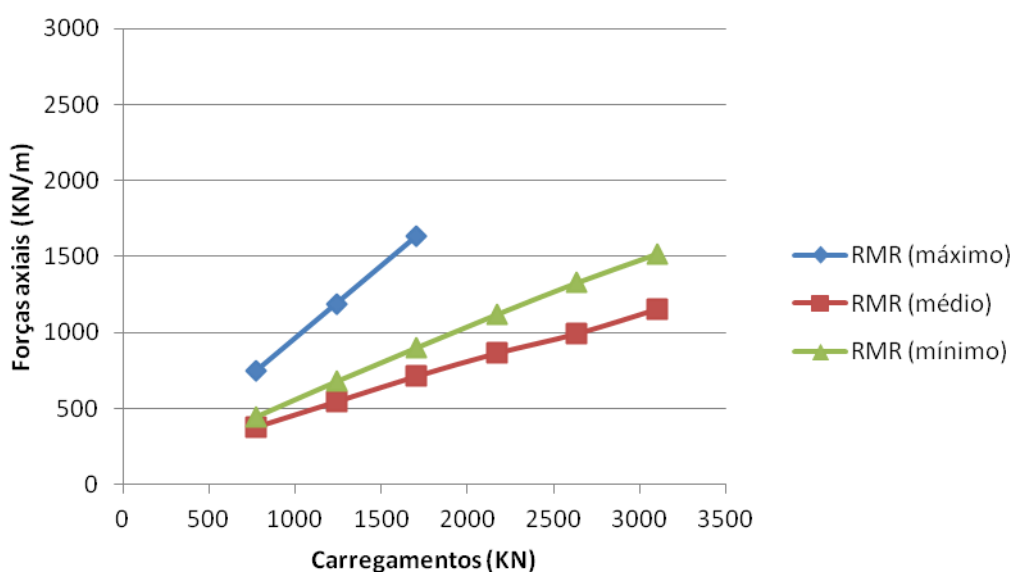


Figura 32 - Gráfico de forças axiais-carregamentos de RMR máximo, RMR médio e RMR mínimo para $R_{inter}=0,5$ e $c'=600$ kPa

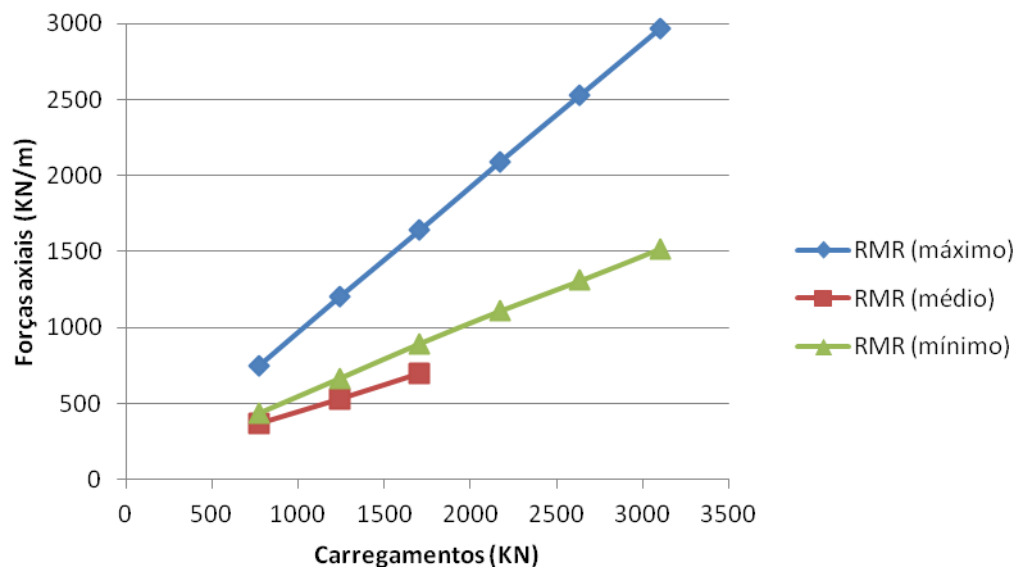


Figura 33 - Gráfico de forças axiais-carregamentos RMR máximo, RMR médio e RMR mínimo para $R_{inter}=0,9$ e $c'=600$ kPa

Os resultados obtidos permitem concluir que, tal como anteriormente, o maciço rochoso colapsa quando o RMR é máximo para um parâmetro de resistência de interface de 0,5 e quando o RMR é médio para um parâmetro de resistência de interface de 0,9. Relativamente às forças axiais para os restantes valores de RMR, estas aumentam linearmente conforme os carregamentos aplicados.

Tendo como objetivo obter resultados o mais próximo possível dos retirados no ensaio realizado ao pilar P18bis realizaram-se várias análises numéricas onde foram utilizados diferentes valores da coesão e do parâmetro de resistência de interface para cada um deles, para as três geometrias referidas anteriormente.

Os resultados que se aproximam mais dos obtidos no ensaio ao pilar P18bis estão representados na Figura 34. Nesta análise numérica foi utilizada novamente a terceira geometria do maciço de fundação, sendo este constituído por 9 camadas com 6 materiais diferentes. Neste contexto, os valores adotados foram: coesão de 700 kPa e parâmetro de resistência de interface de 0,95 na primeira camada do maciço rochoso, e coesão de 750 kPa e parâmetro de resistência de interface de 0,8 nas restantes camadas. Relativamente ao módulo de deformabilidade, este tomou os valores representados na Tabela 18, ou seja, 6,5 GPa, 7 GPa, 7,5 GPa e 8 GPa dependendo da camada de maciço rochoso em questão.

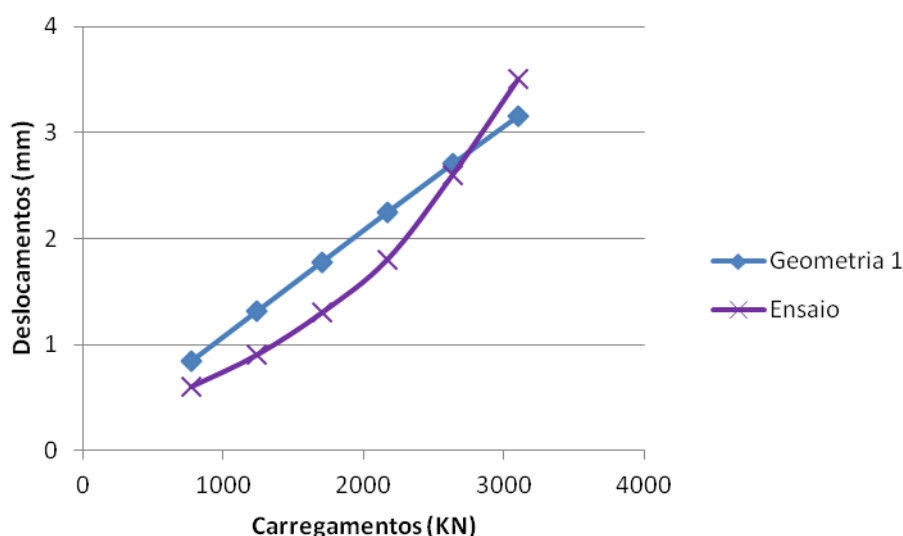


Figura 34 - Gráfico deslocamentos-carregamentos para comparação da primeira geometria do terreno de fundação com o ensaio ao pilar P18bis

Estes, embora fossem os resultados mais semelhantes aos retirados do ensaio, não são os resultados esperados, havendo em alguns deslocamentos discrepâncias de quase 50 %. Essas discrepâncias podem acontecer por dois motivos. O primeiro, referido já anteriormente, pode estar relacionado com o facto de o comportamento da microestaca não ser elástico linear. De facto nos ensaios procurou-se que um dos carregamentos aplicados correspondesse à carga de serviço (2067 kN) e o final fosse perto do valor de rotura. O segundo motivo pode estar relacionado com o parâmetro da resistência de interface entre o maciço rochoso e a microestaca.

Por um lado, o processo de execução da microestaca (com injeções) pode promover a fracturação do maciço rochoso na sua vizinhança. Por outro lado, a resistência de interface pode não ter uma relação linear e constante com a resistência do maciço rochoso. Assim, é muito provável que o parâmetro da resistência de interface varie de carregamento para carregamento e isso não é possível ser representado através do programa PLAXIS 2D v.8.6. Este programa aceita apenas um valor único para o parâmetro de resistência de interface para cada modelo analisado, ou seja, a resistência da interface é a mesma durante a realização de um cálculo em que são aplicados os vários carregamentos.

Uma outra conclusão importante a retirar, tal como foi dito anteriormente relativamente ao ensaio ao pilar P18bis, é que o maciço de encabeçamento contribui significativamente para a capacidade de carga da fundação mista analisada.

Nesse ensaio ao pilar P18bis foi também registada a quantidade de esforço axial que era absorvida pela microestaca, com o objetivo de saber quanto o maciço de encabeçamento contribuí para a fundação. Os valores aí obtidos foram de 49 % de absorção de esforço axial por parte da microestaca, indo o restante 51 % para o maciço de encabeçamento. Essa absorção ia diminuindo com a profundidade, e a partir dos 5 ou 6 m mantinha-se constante e praticamente nula.

No cálculo realizado no PLAXIS 2D v.8.6 referido atrás foram obtidos valores, tal como esperado, de 49 % de absorção em termos de esforço axial para a microestaca. A Figura 35 demonstra esta conclusão, pois, no último carregamento, em que a força aplicada foi de 3100 kN, observa-se que a microestaca absorve 1500 kN, ou seja, praticamente 49 % da força aplicada. Além disso observa-se, também, que a partir dos 5 ou 6 metros de profundidade o esforço axial é praticamente constante e nulo.

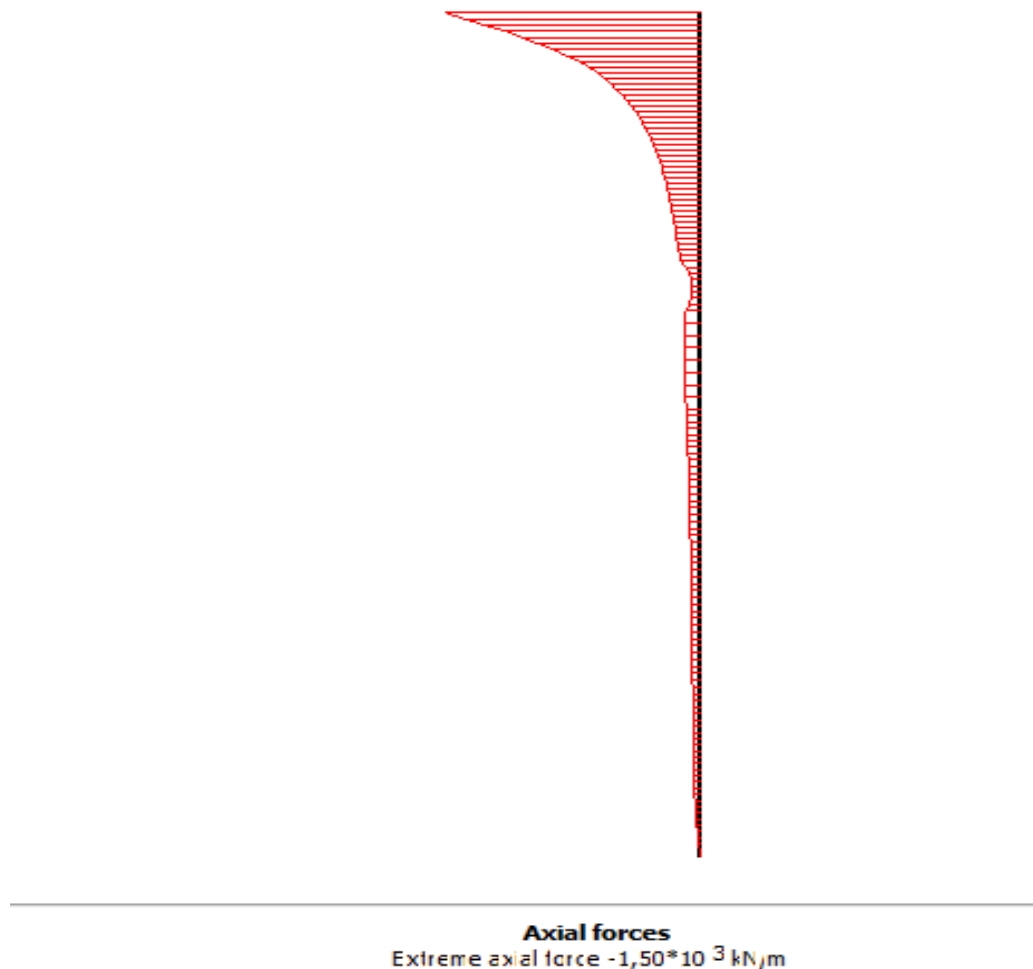


Figura 35 - Diagrama de esforço axial na microestaca após o último carregamento (3100 kN) para a primeira geometria, c' de 700 kPa e R_{inter} de 0,9 na primeira camada e c' de 750 kPa e R_{inter} de 0,8 nas restantes camadas, E de 6 GPa, 7 GPa, 7,5 GPa e 8 GPa dependendo da camada de maciço rochoso em questão

10. ÁBACOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

10.1. Introdução

Neste trabalho procurou-se ainda generalizar os resultados das análises numéricas realizadas através da apresentação de ábacos de pré-dimensionamento para fundações mistas. Estas, tal como foi dito anteriormente, consistem na junção de uma fundação profunda (neste caso microestacas) com uma fundação superficial (maciço de encabeçamento).

Estes ábacos foram obtidos através de análises numéricas em que, para maciços de fundação heterogéneos, se fizeram variar as propriedades do maciço, nomeadamente c' , ϕ' , e E .

Os ábacos são compostos pela variação do módulo de deformabilidade *versus* percentagem da força axial absorvida pela microestaca. Desta forma, sabendo a classe do maciço rochoso em questão para o problema, mais propriamente o módulo de deformabilidade do maciço rochoso em questão, é possível, através do ábaco, observar diretamente a percentagem de força axial que é absorvida pela microestaca.

Esta solução permite facilitar o pré-dimensionamento da fundação e concluir até que ponto é viável este tipo de fundação.

Na Tabela 21 e na Tabela 22 estão resumidos os parâmetros do maciço de fundação utilizados em cada classe de maciço rochoso considerada para a construção dos ábacos de pré-dimensionamento.

Tabela 21 – Tabela resumo dos parâmetros considerados para a construção dos ábacos de pré-dimensionamento para cada classe de maciço rochoso

Classes de maciço rochoso	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E (GPa)	R_{inter}
Classe I	450	50	60-100	0,9
				0,7
				0,5
				0,3
Classe II	350	40	20-60	0,9
				0,7
				0,5
				0,3

Tabela 22 - Tabela resumo dos parâmetros considerados para a construção dos ábacos de pré-dimensionamento para cada classe de maciço rochoso (continuação da Tabela 21)

Classes de maciço rochoso	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E (GPa)	R_{inter}
Classe III	250	30	6-20	0,9
				0,7
				0,5
				0,3
Classe IV	150	20	1-6	0,9
				0,7
				0,5
				0,3

10.2. Ábacos para as diferentes classes de maciços rochosos

Foram realizadas várias análises numéricas para as diferentes classes de maciço rochoso abordadas anteriormente de modo a serem construídos ábacos de pré-dimensionamento para cada uma delas. Essas análises consistem em seis ciclos de carga e descarga, havendo um aumento da carga a cada ciclo até se atingir a força máxima. Os valores dos carregamentos foram exatamente os mesmos que foram utilizados nas análises numéricas anteriores e aplicados no ensaio de carga realizado em obra. Esses carregamentos foram aplicados para diferentes tipos de terreno, onde se fez variar o módulo de deformabilidade, a coesão e o ângulo de atrito, de modo a obter resultados para todas as quatro classes de maciço rochoso consideradas. Para cada classe de maciço rochoso foram ainda analisadas situações em que se admitiram quatro valores diferentes para os parâmetros de resistência de interface microestaca-maciço rochoso e maciço de encabeçamento-maciço rochoso: 0,3, 0,5, 0,7 e 0,9.

Após cada carregamento o valor da força axial absorvida pela microestaca foi determinado e foi estimada a sua contribuição (em %) de absorção da carga total aplicada exteriormente. Com estes valores foram construídos gráficos que representam propostas de ábacos de pré-dimensionamento. Esses gráficos estão representados desde a Figura 36 até à Figura 39. Devido à diferença de variação da força axial absorvida (em percentagem) por parte da microestaca esses gráficos não se encontram à mesma escala.

A Figura 36 representa o ábaco de pré-dimensionamento para a classe IV de maciço rochoso, em que o módulo de deformabilidade varia entre 1 GPa e 6 GPa. Os valores da coesão e ângulo de atrito aqui usados foram 150 kN/m² e 20°, respetivamente.

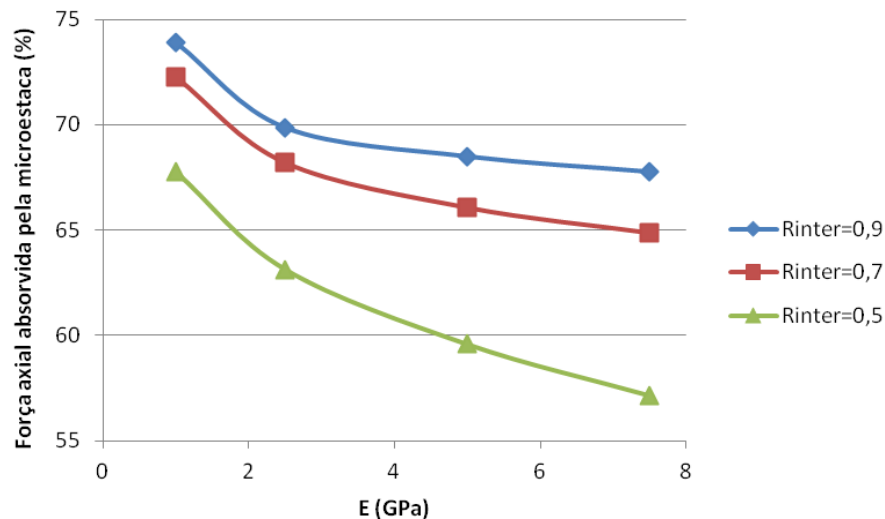


Figura 36 – Ábaco de pré-dimensionamento para uma classe IV de maciço rochoso: R_{inter} de 0,5; 0,7 e 0,9

Neste caso a microestaca absorve a maior parte da força axial que é aplicada à fundação. Essa contribuição varia entre, aproximadamente, 68 % a 75 % para um parâmetro de resistência de interface de 0,9. Para um parâmetro de resistência de interface de 0,7 os valores são relativamente mais baixos (65 % a 72 %) e para 0,5 variam entre 58 % e 68 %. É de notar que para esta classe de maciço rochoso não estão representados resultados para parâmetros de resistência de interface inferiores a 0,5, já que o solo colapsa para essa gama.

Na Figura 37 observa-se o ábaco de pré-dimensionamento para maciço rochoso de classe III, onde o módulo de deformabilidade varia entre 6 GPa e 18 GPa.

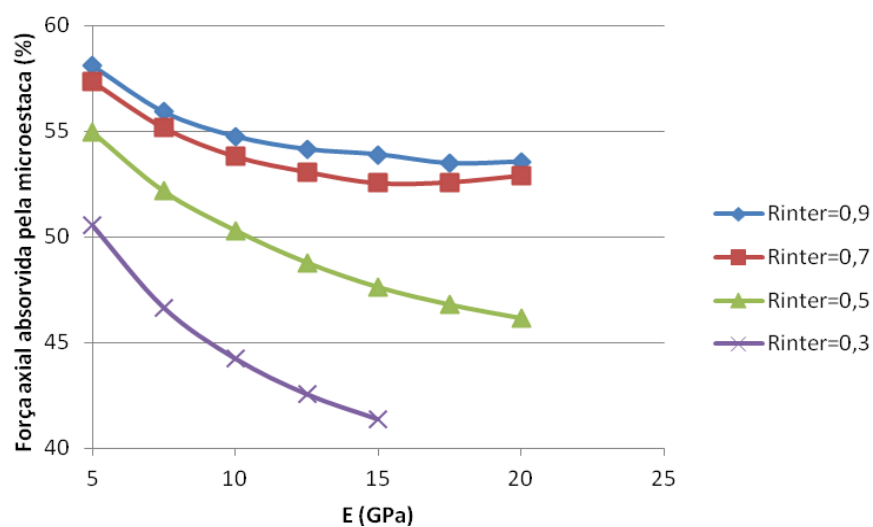


Figura 37 - Ábaco de pré-dimensionamento para uma classe III de maciço rochoso: R_{inter} de 0,3; 0,5; 0,7 e 0,9

Para esta classe conclui-se que a absorção da força axial pela microestaca tem grandes variações, conforme o parâmetro de resistência de interface considerado. Estes valores diminuem com o aumento do módulo de deformabilidade e com a diminuição de R_{inter} . Para um parâmetro de resistência de interface de 0,9 a microestaca absorve 58 % a 53 % da força axial aplicada, enquanto que para um parâmetro de resistência de interface de 0,3 essa variação é bastante inferior: de 42 % a 50 %. Neste caso, só se apresentam resultados para módulos de deformabilidade até 15 GPa, pois não é possível atingir a convergência nas análises numéricas. Para um parâmetro de resistência de interface de 0,7 os valores da força axial absorvida pela microestaca, tal como anteriormente, são relativamente mais baixos do que para $R_{inter}=0,9$ e para valores intermédios de R_{inter} , 0,5, a microestaca absorve entre 46 % a 55 % da força axial aplicada.

Foram também construídos ábacos de pré-dimensionamento para as classes II e I. Nestes casos os valores utilizados para a coesão foram de 350 kN/m² e de 450 kN/m² e para o ângulo de atrito 40° e 50°, respetivamente. A Figura 38 representa o ábaco para a classe II e a Figura 39 para a classe I. Em ambos os casos não faz sentido este tipo de análise para resistências de interface elevadas, pois o maciço rochoso colapsa com estes valores.

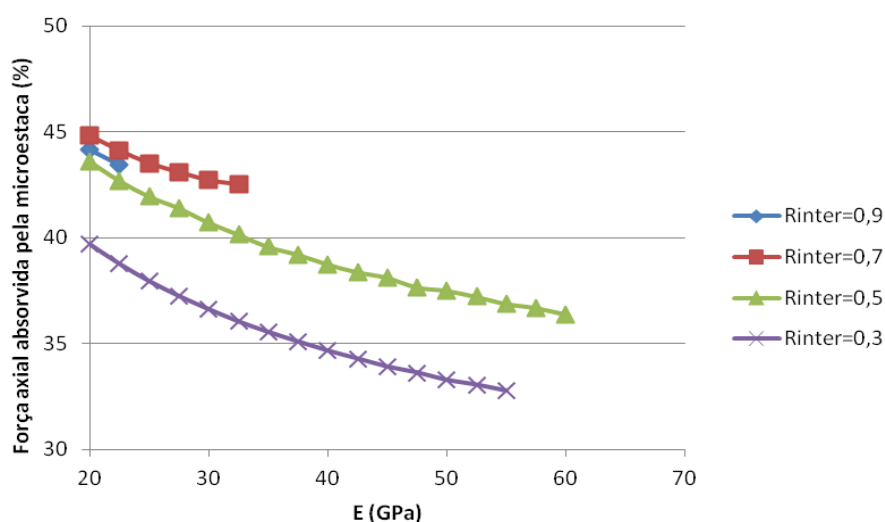


Figura 38 - Ábaco de dimensionamento para uma classe II de maciço rochoso: R_{inter} de 0,3; 0,5; 0,7 e 0,9

No primeiro caso, ou seja, para a classe II de maciço rochosos, para um parâmetro de resistência de interface de 0,5 a microestaca absorve entre 36 % a 44 % da força axial enquanto que para 0,3 esses valores variam entre 33 % a 40 %, conforme o módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

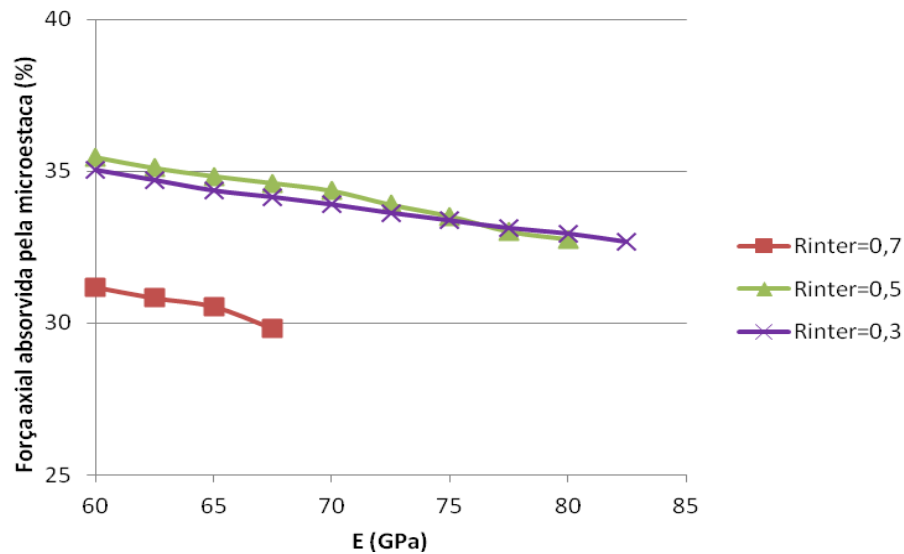


Figura 39 - Ábaco de dimensionamento para uma classe I de maciço rochoso: R_{inter} de 0,3; 0,5; 0,7 e 0,9

Para o segundo caso, ou seja, para maciços rochosos da classe I, a força absorvida pela microestaca já é relativamente pequena (29,5 % a 35,5 %) para quaisquer valores do parâmetro de resistência de interface considerados. Para valores de 0,7 o solo colapsa aos 68 GPa. Para R_{inter} de 0,5 e 0,3 a força absorvida varia relativamente pouco (entre 33 % a 40 % e entre 36 % a 43,5 %, respetivamente).

Após esta análise, pode concluir-se que, para as condições analisadas, os maciços rochosos em que a eficácia das microestacas neste tipo de fundações é maior são os que se situam na classe III e classe IV de maciço rochoso, ou seja, os que têm valores de módulo de deformabilidade a variar entre 6 GPa a 18 GPa e entre 1 GPa a 6 GPa, respetivamente. Tal como já foi referido anteriormente, para a classe III o valor da coesão usado foi de 250 kN/m² e o ângulo de atrito de 30°. Para a classe IV esses valores foram de 150 kN/m² e de 20°, respetivamente.

10.3. Ábacos gerais

Posteriormente à análise dos resultados apresentados na secção anterior, fez-se uma compilação de todos os resultados obtidos com o objetivo de elaborar um único ábaco de pré-dimensionamento.

Esse ábaco engloba os resultados obtidos para as várias classes de maciços rochosos, de I a IV, variando o módulo de deformabilidade entre 1 GPa e 82,5 GPa. Com essa informação é possível estimar a contribuição da microestaca para a absorção da carga axial exterior aplicada.

Como os ensaios foram calculados para vários parâmetros de resistências de interface, optou-se por construir três ábacos de dimensionamento diferentes (Figura 40 a Figura 42).

Na Figura 40 estão representados os resultados correspondentes a todos os parâmetros de resistência de interface considerados, sendo esses valores 0,9, 0,7, 0,5 e 0,3. Cada um dos conjuntos de resultados, para um dado valor de R_{inter} , foi aproximado por uma linha exponencial, (Equação (43)). As várias expressões obtidas, bem como os coeficientes de determinação (R^2) correspondentes são incluídos na Figura 40.

$$y = ax^{-b} \quad (43)$$

Em que y corresponde à percentagem de força axial absorvida por parte da microestaca, x aos módulos de deformabilidade do maciço rochoso, a e b são constantes.

É de realçar que as curvas fazem uma boa aproximação aos resultados das modelações numéricas, já que os coeficientes de determinação correspondentes variam entre 0,80 ($R_{inter}=0,9$) e 0,97 ($R_{inter}=0,5$).

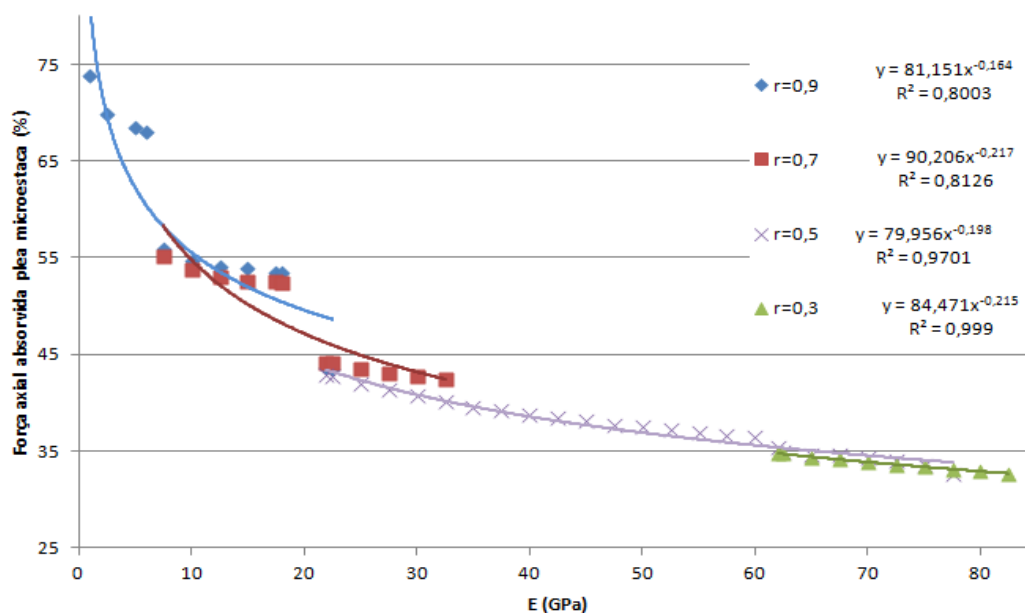


Figura 40 – Ábaco de pré-dimensionamento com todos os resultados obtidos: $R_{inter}=0,9$; 0,7; 0,5 e 0,3

A contribuição da microestaca na fundação, tal como pode ser observado na Figura 40, diminui com o aumento do módulo de deformabilidade do terreno, ou seja, com a diminuição da classe do maciço rochoso e com a diminuição do parâmetro de resistência de interface considerada (através de R_{inter}).

Na Figura 41 apresenta-se uma outra proposta de ábaco de pré-dimensionamento. Nesta proposta apenas se consideraram os resultados referentes a alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso.

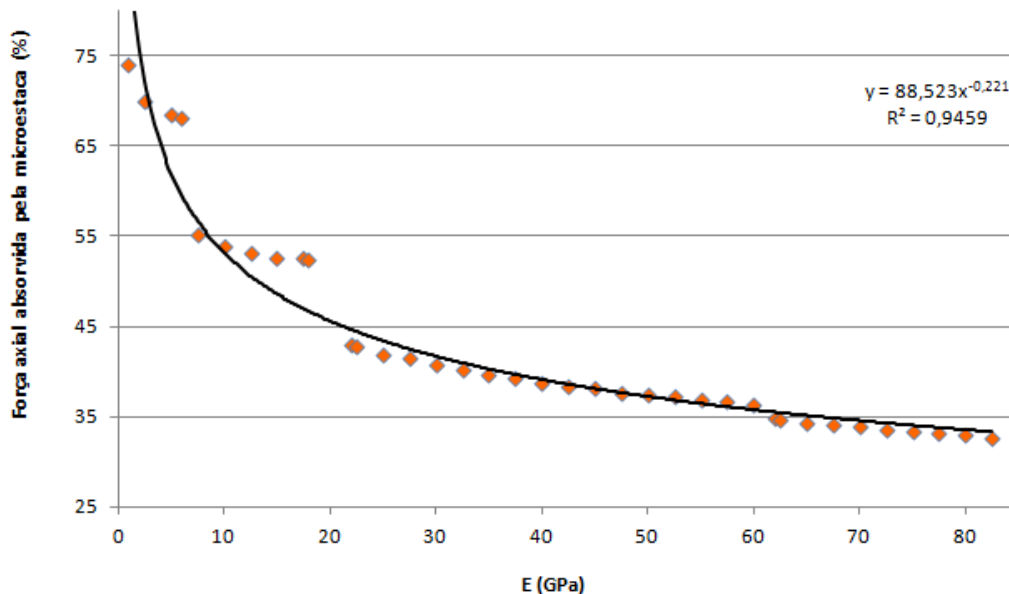


Figura 41 – Ábaco de pré-dimensionamento onde estão considerados apenas alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso

Para a construção do ábaco proposto na Figura 41 apenas se selecionou parte dos resultados das análises numéricas realizadas. Assim, para as quatro classes de maciço rochoso consideradas (I a IV) foram usados os resultados das análises obtidos com um dado valor do parâmetro de resistência de interface (R_{inter}).

Para maciços de classe IV, com menores módulos de deformabilidade, apenas se usaram os resultados obtidos com $R_{inter}=0,9$. Para maciços de classe III, onde o módulo de deformabilidade varia entre 6 GPa a 20 GPa, os valores de R_{inter} usados foram de 0,7. Na classe II, classe de maciço rochoso que tem a variação do módulo de deformabilidade entre 20 GPa a 60 GPa, o parâmetro de resistência de interface usado foi de 0,5 e para maciços de classe I, mais rígidos, usou-se o valor de 0,3 para o R_{inter} . Isto deve-se aos resultados obtidos anteriormente no sub-capítulo 11.2 para os ábacos de pré-dimensionamento para as diferentes classes de maciço rochoso. Esses resultados demonstraram que para baixos módulos de deformabilidade (classe IV de maciços rochosos) o solo colapsa para parâmetros de resistência da interface de valores baixos ($R_{inter}=0,3$) e para elevados módulos de deformabilidade (classe I de maciços rochosos) revela-se o contrário, ou seja, o solo colapsa para parâmetros de resistência da interface elevados ($R_{inter}= 0,9$). Desta

forma, o ábaco de pré--dimensionamento representado na Figura 41 considera apenas os valores de R_{inter} mais representativos para cada classe de maciço rochoso.

Com estes resultados conclui-se que as classes de maciço rochoso são diretamente proporcionais ao parâmetro de resistência de interface, ou seja, cada vez que aumenta a classe de maciço rochoso o R_{inter} aumenta também.

Preparou-se ainda um outro gráfico em que se aproximaram todos os resultados obtidos (independentemente do valor de R_{inter}) por uma única curva. Como se pode verificar na Figura 42, a aproximação é bastante boa ($R^2=0,88$).

Este ábaco reúne, numa única curva de tendência, os valores da absorção da força axial por parte da microestaca para todas as resistências de interface em qualquer classe de maciço rochoso. De uma maneira geral é possível concluir que este ábaco resulta da junção de todas as linhas potencial do primeiro ábaco de dimensionamento (Figura 40) em uma só linha.

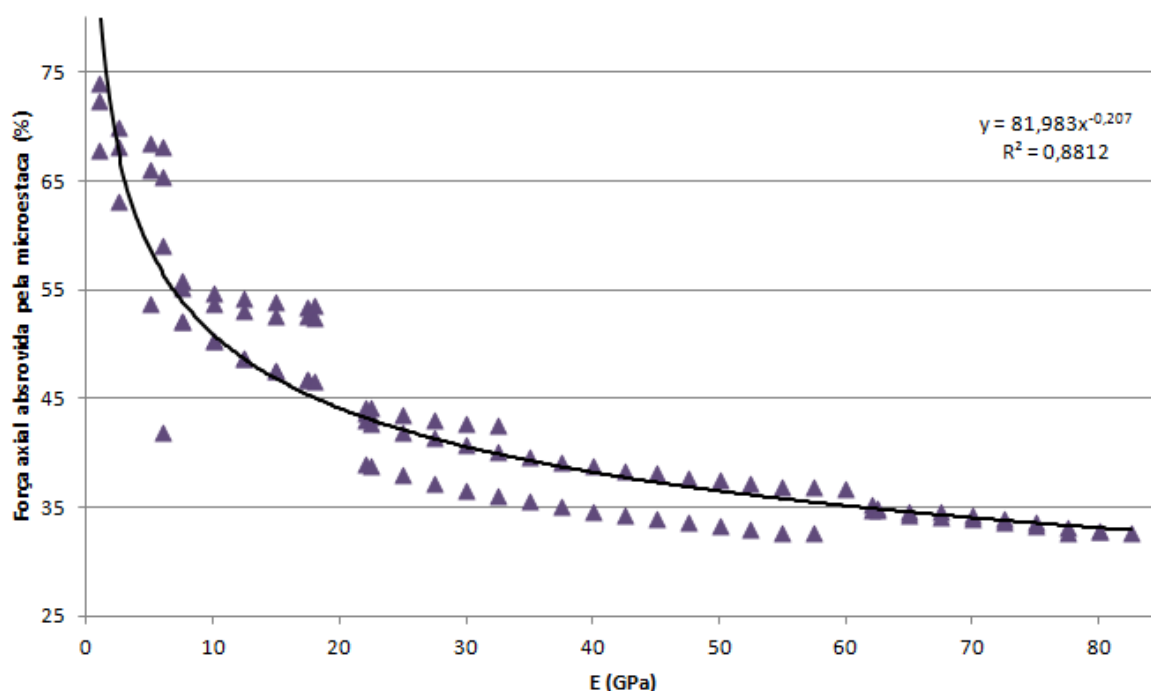


Figura 42 - Ábaco de pré-dimensionamento com aproximação de todos os resultados obtidos por uma única linha

A sua análise leva a concluir que os resultados aqui obtidos são semelhantes aos anteriores. A vantagem da utilização deste ábaco para o pré-dimensionamento é não ser necessário ao utilizador estimar o valor do parâmetro de resistência de interface, para o qual pode não ter sensibilidade.

Para finalizar foram agrupados, em apenas um gráfico, os conjunto de resultados obtidos para os vários valores do parâmetro de resistência de interface (0,9; 0,7; 0,5 e 0,3) incluindo a aproximação destes mesmos resultados em uma única linha potencial, ou seja, agruparam-se os resultados obtidos no ábaco de pré-dimensionamento da Figura 40 com os resultados obtidos no ábaco de pré-dimensionamento da Figura 41, num único gráfico. Na Figura 43 está a sua representação.

Este ábaco de pré-dimensionamento representa, assim, os resultados correspondentes a todos os parâmetros de resistência de interface, $R_{inter}=0,9; 0,7; 0,5$ e $0,3$, e a sua aproximação média. Cada conjunto de resultados, tal como nos ábacos de pré-dimensionamento anteriores, foi aproximado por uma linha exponencial (Equação (43)), estando apenas estas representadas na Figura 43.

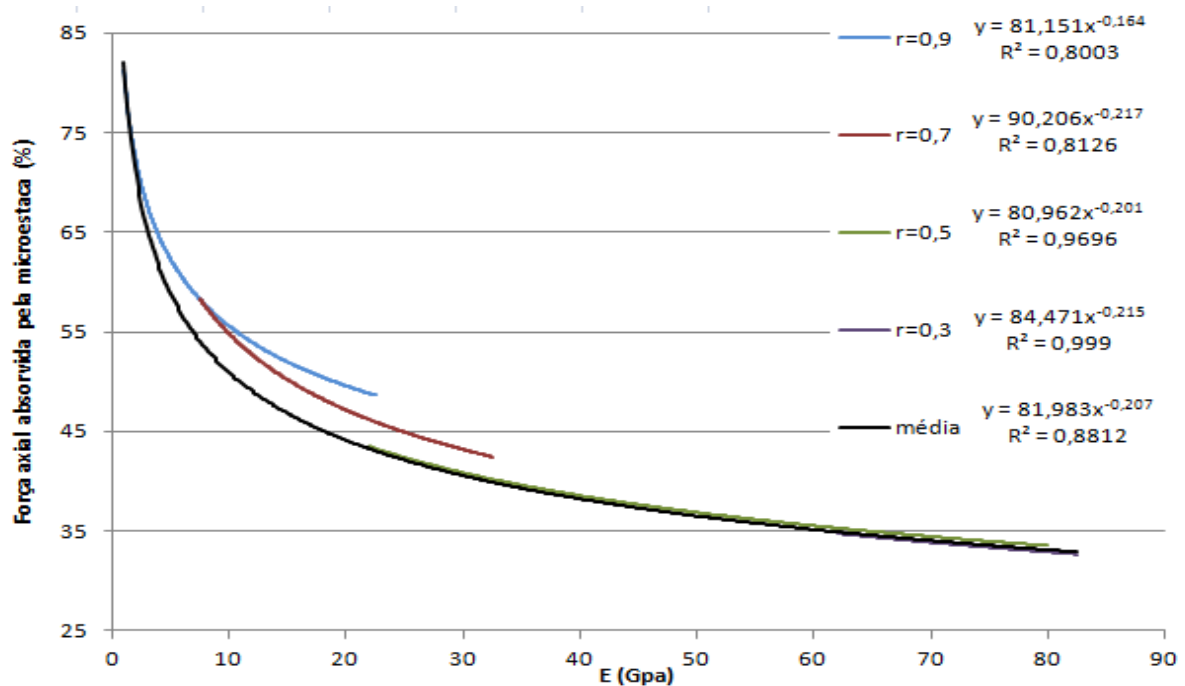


Figura 43 – Ábaco de pré-dimensionamento para todos os resultados obtidos ($R_{inter}= 0,9; 0,7; 0,5$ e $0,3$) incluindo a sua aproximação numa única linha (média)

De uma maneira geral, para as condições analisadas, pode dizer-se que a contribuição da microestaca nesta fundação mista diminui com o aumento das qualidades do maciço rochoso em que está inserida. Isto acontece pois, dependendo das qualidades do maciço rochoso a relação de rigidez entre o maciço a microestaca varia. Por exemplo, quando mais rígido for o maciço rochoso maior é esta diferença de rigidez e vice-versa. No caso em que o maciço rochoso é de boa qualidade, ou seja, muito rígido, devido ao facto de

sofrer poucos assentamentos vai limitar a transmissão de força axial para a microestaca. Contrariamente, no caso em que o maciço rochoso é de baixa qualidade, ou seja, pouco rígido, este sofre maiores assentamentos o que permite maior transmissão de força axial para a microestaca.

Os ábacos apresentados têm como finalidade o auxílio no pré-dimensionamento de uma fundação mista em maciços rochosos. Através da sua análise, estimando as características do terreno em questão, é possível ter uma estimativa da percentagem de força axial que a microestaca é capaz de absorver, encaminhando-se a restante para o maciço de encabeçamento. Desta maneira, ao saber a quantidade de força aplicada, tanto na microestaca como no maciço de encabeçamento, está facilitado o pré-dimensionamento destas estruturas.

Note-se que estes ábacos são válidos apenas para as condições referidas.

11. ANÁLISES NUMÉRICAS DO EFEITO DO MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO

11.1. Considerações iniciais

As análises numéricas descritas anteriormente foram realizadas para uma determinada dimensão do maciço de encabeçamento ($1,5 \times 1 \text{ m}^2$ de secção transversal). Neste capítulo apresentam-se os resultados de análises numéricas realizadas com o objetivo de avaliar a influência da dimensão deste elemento estrutural no desempenho da fundação mista, nomeadamente da microestaca.

Para tal foram realizadas novas análises numéricas em que se fez variar o tamanho do maciço de encabeçamento, tanto na sua secção transversal como na largura. Relativamente à área transversal foram feitos incrementos de 10 % da área real até $6,615 \text{ m}^2$ e para a largura houve um aumento de 0,25 m em cada análise, desde 1,5 m até 3 m. Na Figura 44 estão esquematizadas as variações das dimensões do maciço de encabeçamento consideradas.

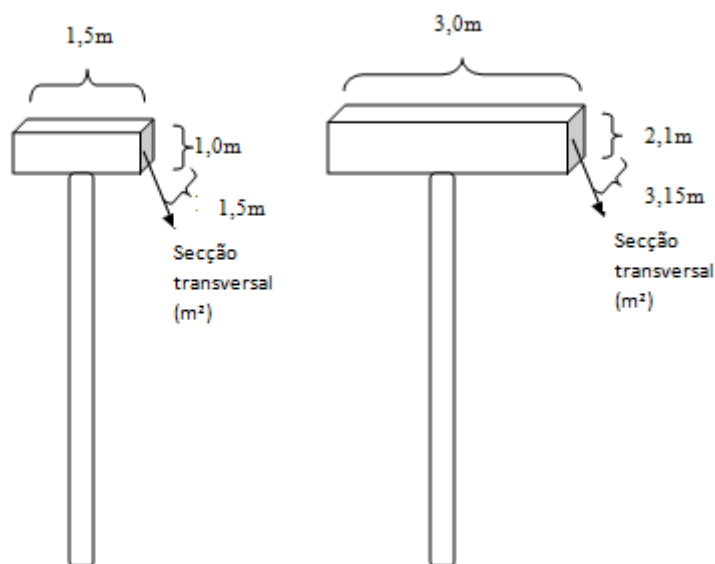


Figura 44 – Variação das dimensões do maciço de encabeçamento consideradas

Nestas análises numéricas, o carregamento aplicado foi diferente do descrito anteriormente pois, em vez de haver seis ciclos de carga e descarga com incremento da carga em cada ciclo, apenas se considerou um carregamento, seguido de uma descarga.

Nesse carregamento a carga aplicada foi a carga de serviço, que para o caso em análise tem valor de 2067 kN.

De modo a avaliar a influência da dimensão do maciço de encabeçamento para todas as classes de maciço rochoso, nas análises realizadas foram considerados quatro tipos de terrenos diferentes, correspondendo às quatro classes já descritas. As características desses terrenos estão resumidas na Tabela 23.

Tabela 23 – Características dos terrenos para maciços de classe I a IV

	E (GPa)	c' (kN/m²)	φ' (°)
Classe I	62	450	50
Classe II	22	350	40
Classe III	7	250	30
Classe IV	2	150	20

Foram ainda consideradas duas formas de aplicação do carregamento à carga de serviço: 1) uma carga concentrada; 2) uma carga distribuída. Além disso nos ensaios testaram-se três valores do parâmetro de resistência da interface, 0,3; 0,5 e 0,9.

Na Tabela 24 estão descritas as condições das diversas análises realizadas para as diferentes dimensões do maciço de encabeçamento.

Tabela 24 - Condições das análises numéricas realizadas para aumento das dimensões do maciço de encabeçamento

Classes de maciço rochoso	c' (kN/m²)	φ' (°)	E (GPa)	R_{inter}
Classe I	450	50	62	0,9
				0,5
				0,3
Classe II	350	40	22	0,9
				0,5
				0,3
Classe III	250	30	7	0,9
				0,5
				0,3
Classe IV	150	20	2	0,9
				0,5
				0,3

11.2. Resultados dos ensaios para uma carga concentrada

Neste subcapítulo são analisados os resultados obtidos para os carregamentos com uma carga concentrada que, tal como foi mencionado anteriormente, é a carga de serviço com um valor de 2067 kN, correspondentes às análises referidas na Tabela 24.

Na Figura 45 e na Figura 46 estão representados os resultados das análises em termos da absorção da força axial pela microestaca em função da largura do maciço de encabeçamento e da sua área transversal, respetivamente, para um maciço rochoso de classe III.

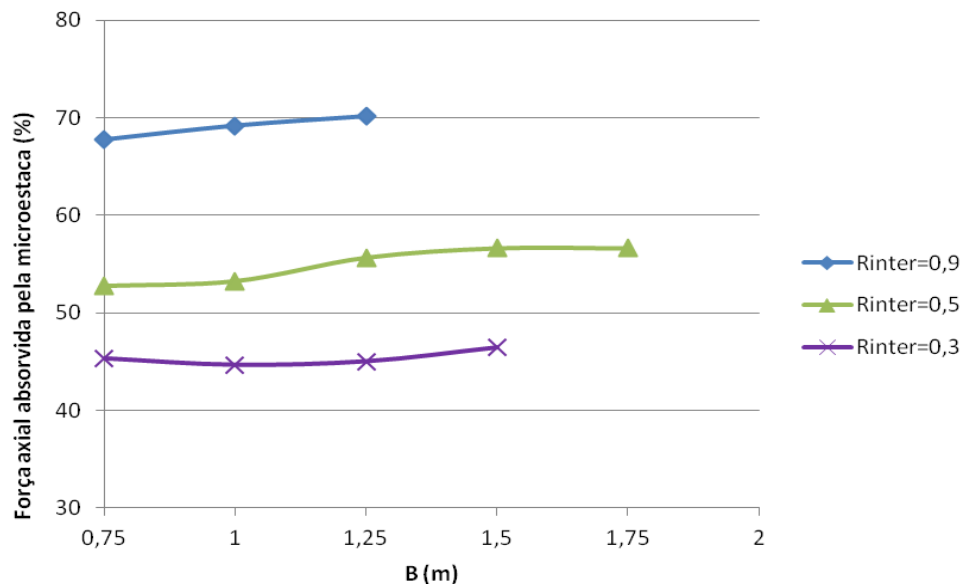


Figura 45 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 1,75 m

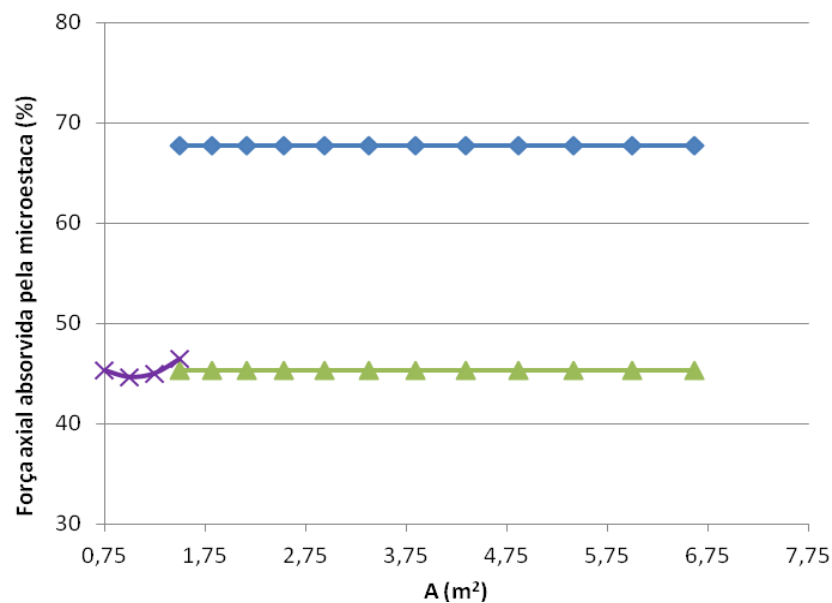


Figura 46 – Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a 6,615 m²

Da Figura 45 conclui-se que para um dado valor de R_{inter} , o aumento da largura do maciço de encabeçamento pouco afeta a contribuição da microestaca para a capacidade da carga de fundação. Por exemplo, para $R_{inter}=0,5$ essa contribuição varia entre 52 % e 57 % para maciços com largura de 0,75 m a 1,75 m.

Da Figura 45 ainda se observa que, para um dado valor da largura do maciço, quanto maior é o parâmetro de resistência da interface, maior a contribuição da microestaca para suportar a carga aplicada, como seria de esperar.

De forma análoga, o aumento da secção transversal do maciço de encabeçamento não tem reflexo na contribuição da microestaca para suportar a carga aplicada, qualquer que seja o valor de R_{inter} . Esta observação retira-se a partir da análise da Figura 46.

Relativamente ao aumento da largura do maciço, a força absorvida pela microestaca vai aumentando, sendo este aumento insignificante e para ao aumento da sua área transversal, a força absorvida pela microestaca mantêm-se constante.

A Figura 47 e a Figura 48 resumem os resultados obtidos nas análises considerando um maciço rochoso da classe IV.

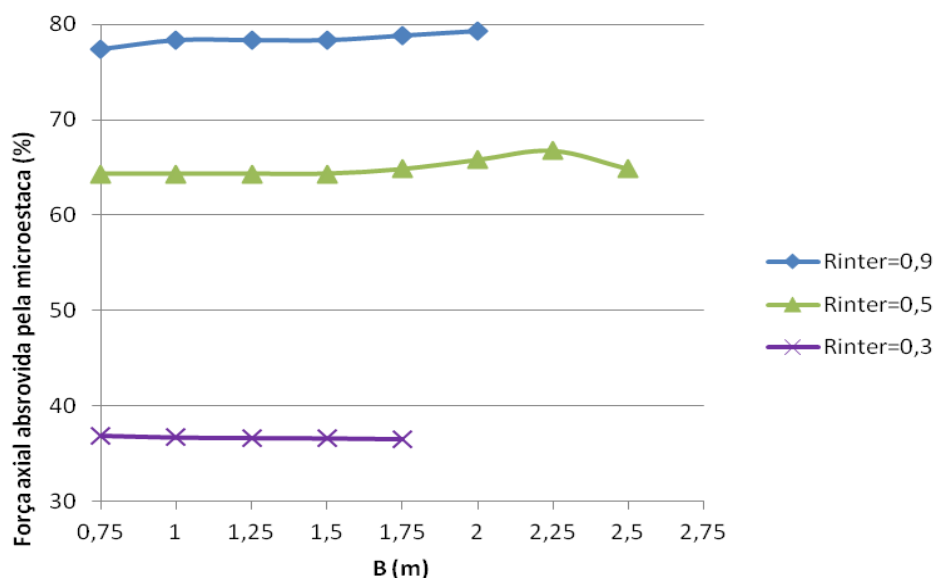


Figura 47 - Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 2,5 m

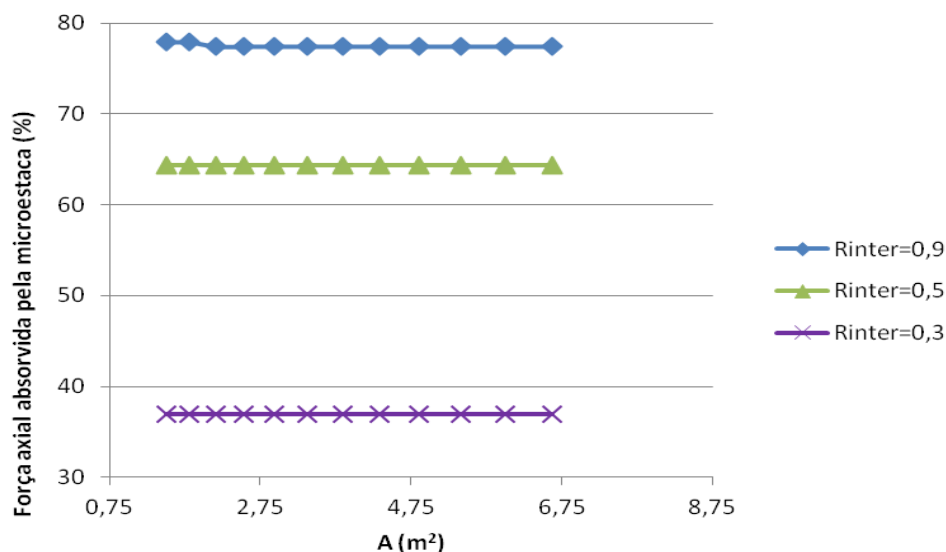


Figura 48 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a $6,615 \text{ m}^2$

A Figura 47 refere-se aos resultados sobre a variação da largura do maciço rochoso e a Figura 48 é relativa aos resultados da variação da sua área transversal. Com se pode observar, em ambos os casos, para um dado valor de R_{inter} a força axial absorvida pela microestaca é praticamente constante.

Relativamente às outras classes de maciço rochoso, classe I e II, com o aumento do maciço de encabeçamento, o maciço rochoso acaba por colapsar. Relativamente à variação da largura do maciço de encabeçamento, para parâmetros de resistência de interface médios, 0,5, o maciço de fundação acaba por colapsar para valores de 1 m de largura tanto para maciços rochosos de classe II como da classe I. Em relação à variação da secção transversal do maciço de encabeçamento, tal como anteriormente, a força axial absorvida pela microestaca é praticamente constante para um dado parâmetro de resistência de interface.

Com estes resultados é possível concluir que a variação do maciço de encabeçamento, tanto em termos de largura como em termos de secção transversal, é praticamente insignificante.

11.3. Aplicação de uma carga distribuída

Os resultados aqui expostos são os obtidos para uma carga de serviço distribuída por toda a largura do maciço de encabeçamento. Esses resultados estão representados desde a Figura

50 até à Figura 57 e devido à diferença de variação da força axial absorvida (em percentagem) por parte da microestaca esses gráficos não se encontram à mesma escala.

É de realçar que este tipo de carregamento não é muito realista já que a carga distribuída nunca está aplicada em toda a largura do maciço de encabeçamento. Esta está apenas aplicada na vizinhança do pilar. A Figura 49 representa esquematicamente a fundação mista em análise.

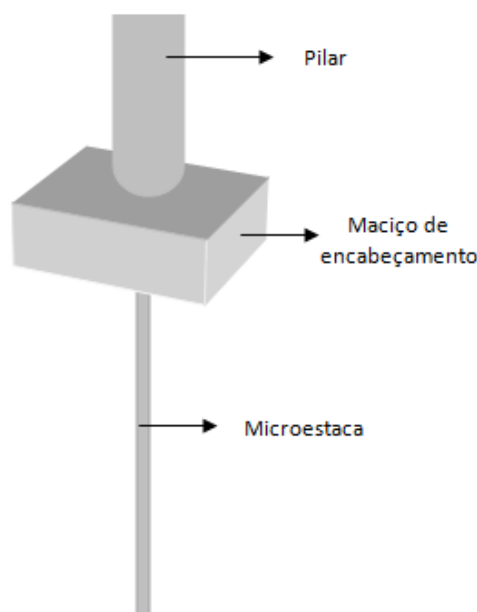


Figura 49 – Esquema da fundação mista estudada

A Figura 50 demonstra a variação da absorção da força axial pela microestaca com o aumento da largura do maciço de encabeçamento e a Figura 51 demonstra essa mesma variação mas para o aumento da área transversal desse mesmo maciço. Estes resultados foram obtidos para um maciço rochoso de classe III para R_{inter} com valores de 0,3; 0,5 e 0,9.

Para o primeiro caso pode-se observar que a força axial absorvida pela microestaca vai aumentando com o aumento da largura do maciço de encabeçamento enquanto que para o segundo caso essa absorção mantém-se constante com o aumento da sua secção transversal. Ao contrário do que acontecia anteriormente, para um carregamento com uma carga concentrada, a contribuição da microestaca para a fundação diminui com o aumento do parâmetro de resistência da interface, para ambos os casos.

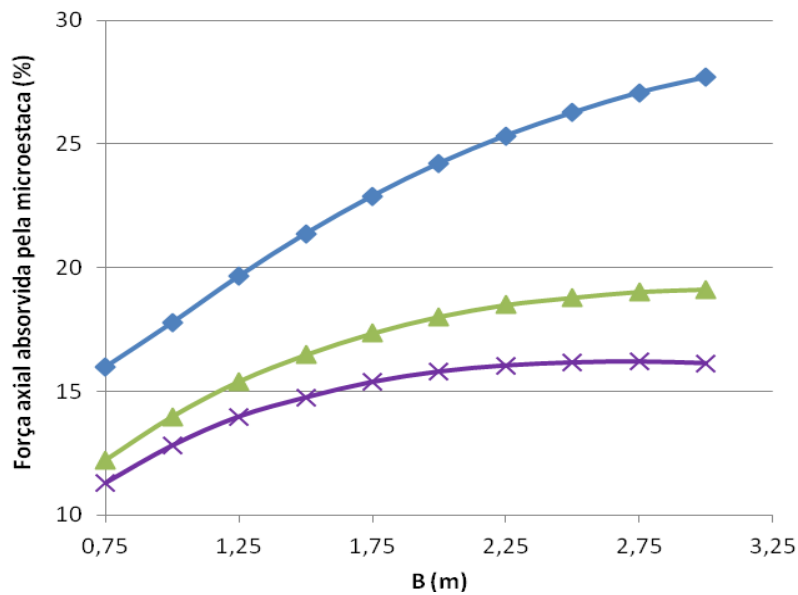


Figura 50 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 3 m

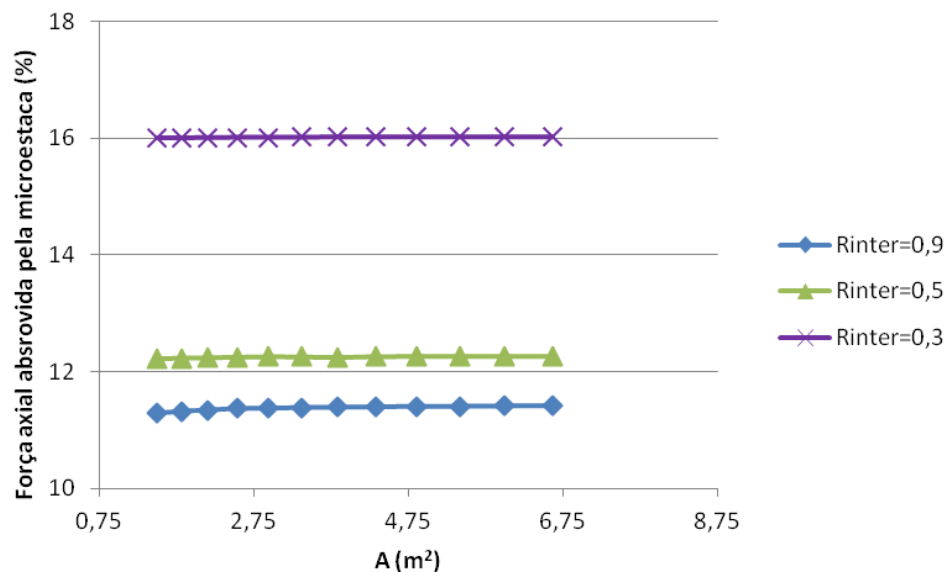


Figura 51 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe III: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a 6,615 m^2

Seguidamente apresentam-se os resultados correspondentes à variação da largura e a secção do maciço de encabeçamento para as outras classes de maciço (I, II e IV). A Figura 52 e a Figura 53 apresentam os resultados para a classe IV do maciço rochoso, a Figura 54 e a Figura 55 para a classe II e a Figura 56 e a Figura 57 para a classe I.

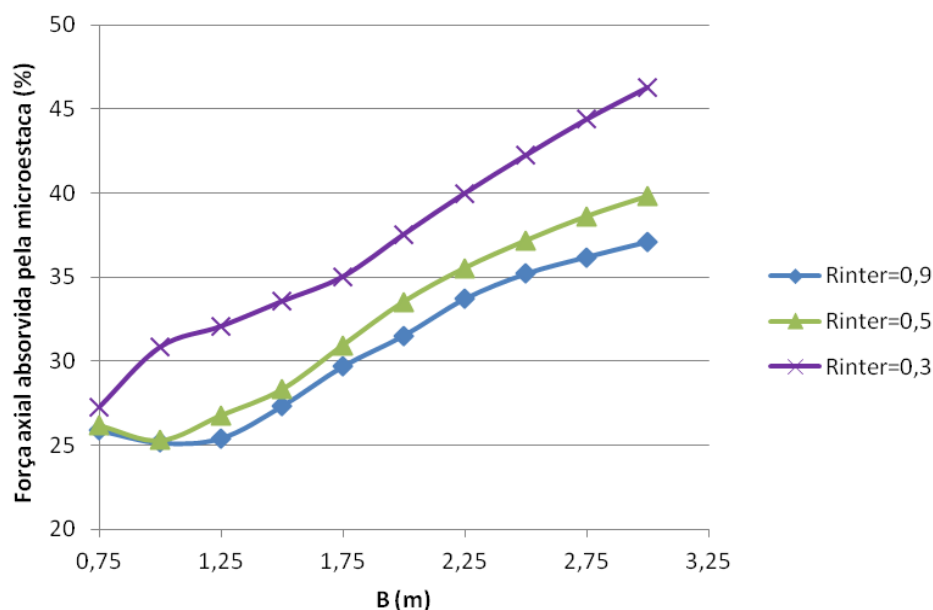


Figura 52 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 3 m

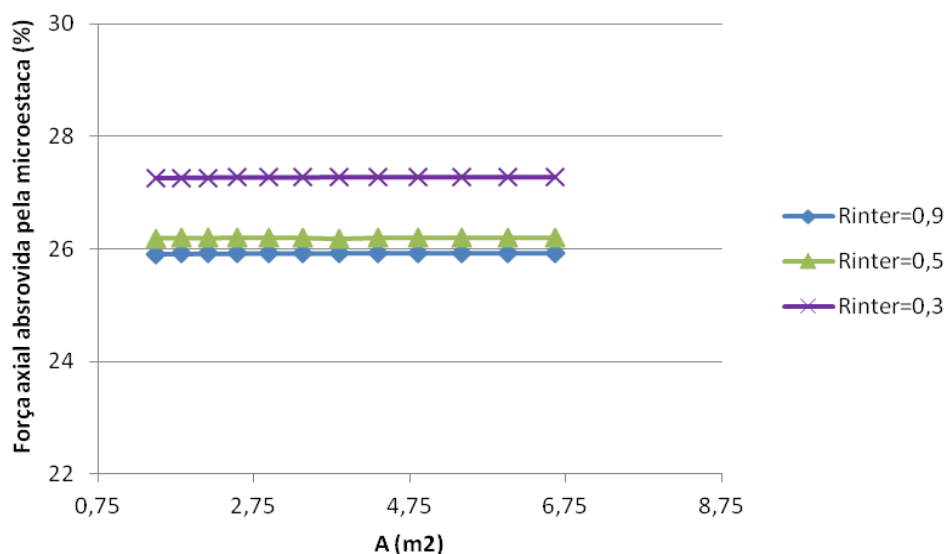


Figura 53 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe IV: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a $6,615 \text{ m}^2$

Neste caso a força axial absorvida pela microestaca vai aumentando com o aumento da largura do maciço de encabeçamento e mantém-se constante com o aumento da sua área transversal. Por exemplo, para um R_{inter} de 0,3 em maciços da classe IV, com o aumento da largura do maciço de encabeçamento os valores da força axial absorvida pela microestaca

variam entre 27 % e 46 %. Para o caso da variação da sua secção transversal e para o mesmo valor de R_{inter} (0,3), a força axial absorvida pela microestaca mantém-se com valores constantes, aproximadamente 27,2 %. Sendo este caso aplicado a maciços rochosos de classe IV conclui-se que, como o módulo de deformabilidade diminui do caso anterior (maciço rochoso de classe III) para este, a contribuição da microestaca para a fundação aumenta, ou seja, esta absorve mais força axial.

Apresentam-se a seguir os resultados referentes a maciços rochosos da classe II (Figura 54 e Figura 55) a maciços rochosos da classe I (Figura 56 e Figura 57).

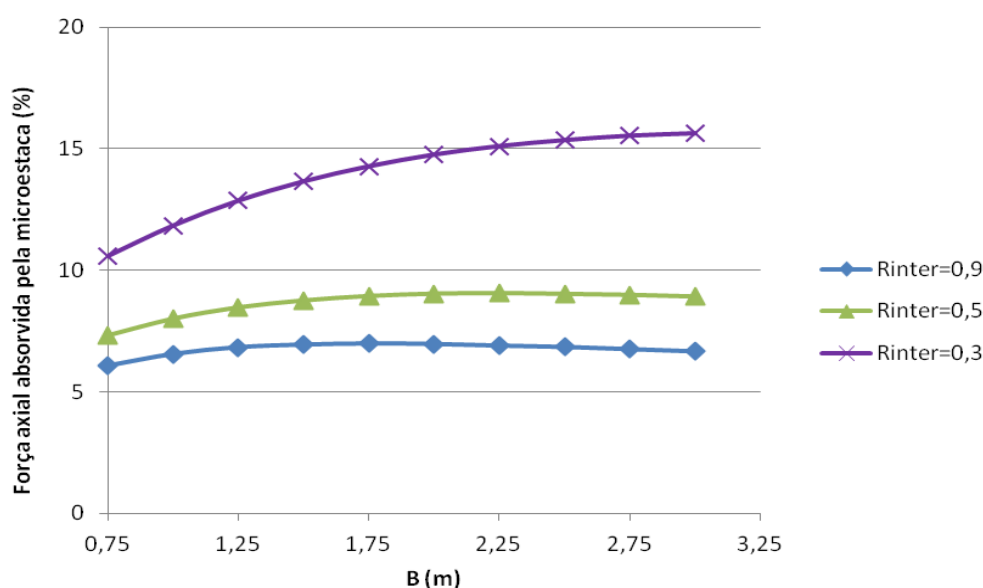


Figura 54 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe II: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 3 m

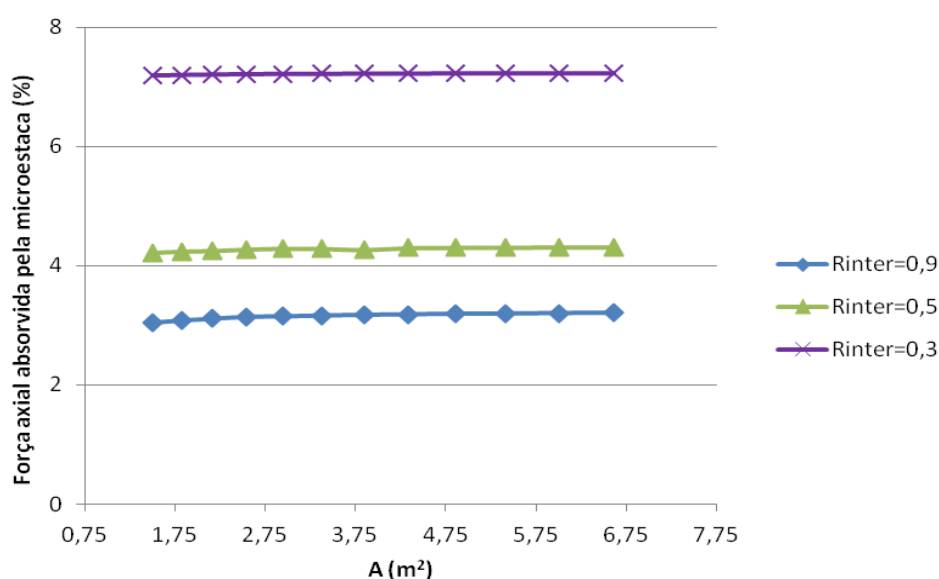


Figura 55 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe II: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a $6,615 \text{ m}^2$

Tal como foi observado anteriormente, para a classe II e classe I de maciço rochoso, a força absorvida pela microestaca continua a aumentar para um aumento da largura do maciço de encabeçamento e a manter-se constante para um aumento da sua área transversal. A única diferença entre estes resultados é a percentagem de força absorvida em cada caso.

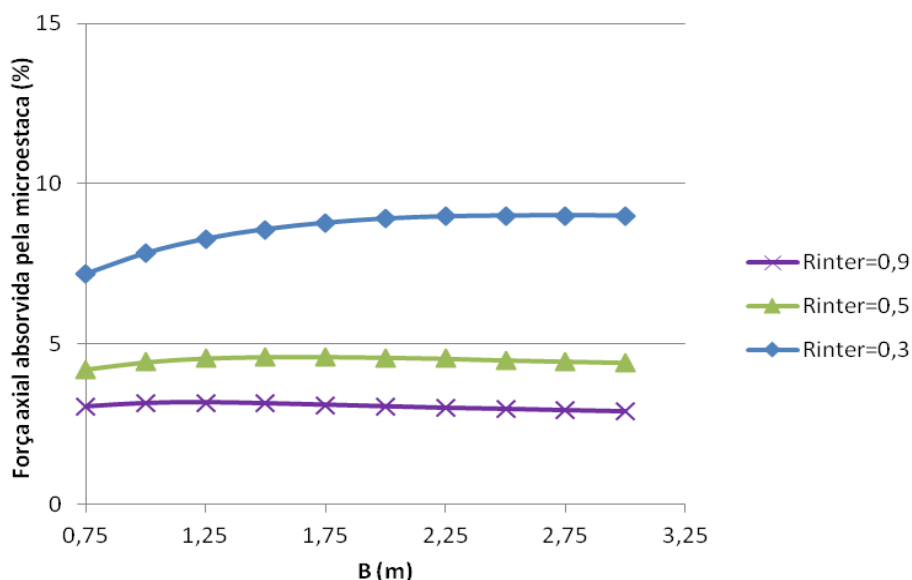


Figura 56 – Influência da largura do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe I: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $B=0,75$ a 3 m

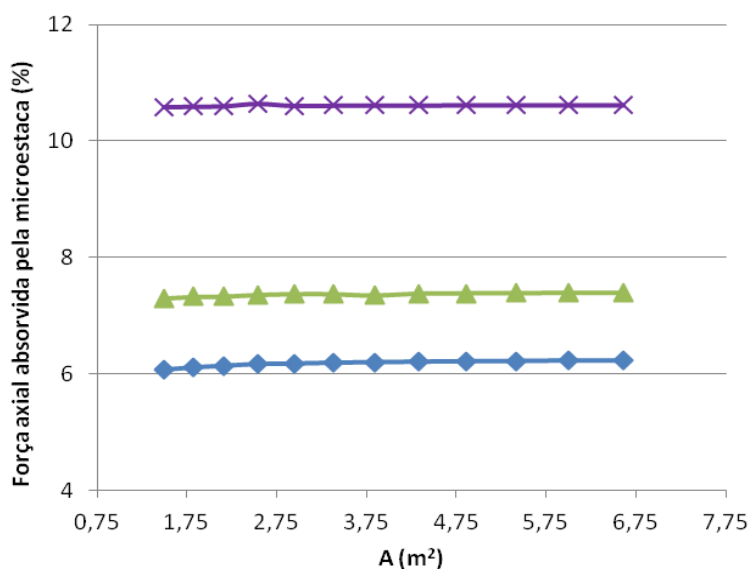


Figura 57 - Influência da secção do maciço de encabeçamento para a contribuição da microestaca em maciços rochosos de classe I: $R_{inter}=0,9$; 0,5 e 0,3 e $A=1,5$ a $6,615 \text{ m}^2$

Estes resultados levam a concluir que, para qualquer uma das classes de maciço rochoso consideradas, para uma fundação mista onde é aplicada uma carga distribuída em toda a largura do maciço de encabeçamento, a força axial absorvida pela microestaca aumenta com o aumento da largura maciço e mantém-se constante com o aumento da sua área transversal. Isto deve-se ao facto de, com o aumento da largura do maciço este vai provocar o aumento do seu volume, consequentemente do seu peso, o que faz com que a microestaca além de absorver parte da força axial aplicada, absorva também o aumento do peso do maciço.

Além disso, pode ainda observar-se que, contrariamente à aplicação de uma carga concentrada, a contribuição da microestaca para a fundação mista diminui com o aumento da resistência de interface.

12. ANÁLISES NUMÉRICAS COM TRÊS MICROESTACAS E UM MACIÇO DE ENCABEÇAMENTO

12.1. Considerações iniciais

No presente capítulo analisou-se numericamente uma fundação mista constituída pelo maciço de encabeçamento e três microestacas. A finalidade do trabalho desenvolvido foi comparar resultados obtidos para a absorção da força axial aplicada exteriormente por parte das três microestacas.

O carregamento considerado foi, igualmente ao capítulo anterior, uma carga de serviço seguida de uma descarga.

As análises foram realizadas para as quatro classes de maciço rochoso já referidas anteriormente, estando as suas características resumidas na Tabela 23.

12.2. Geometria do problema

Primeiramente foi definida uma nova geometria do problema. Tal como nos problemas anteriores, o maciço rochoso foi representado como um solo uniforme através do modelo de Mohr-Coulomb e as microestacas e o maciço de encabeçamento são constituídos por materiais homogêneos, isotrópicos e elástico lineares.

Dado que se tirou vantagem da simetria do problema foram representadas duas microestacas: a) uma microestaca situada no eixo de simetria da malha, com apenas metade dos seus valores correspondentes; b) uma outra microestaca afastada 0,75 m da anterior, estando esta representada com a totalidade dos seus valores correspondentes.

A análise do problema foi feita com uma malha constituída por elementos de quinze nós com um refinamento médio, exceto na região em volta da microestaca que se apresenta com um refinamento muito fino. Essa região está representada pelas distâncias 10 m e 8 m desde a microestaca na vertical e na horizontal, respetivamente.

A Figura 58 expõe a geometria do problema acima descrito.

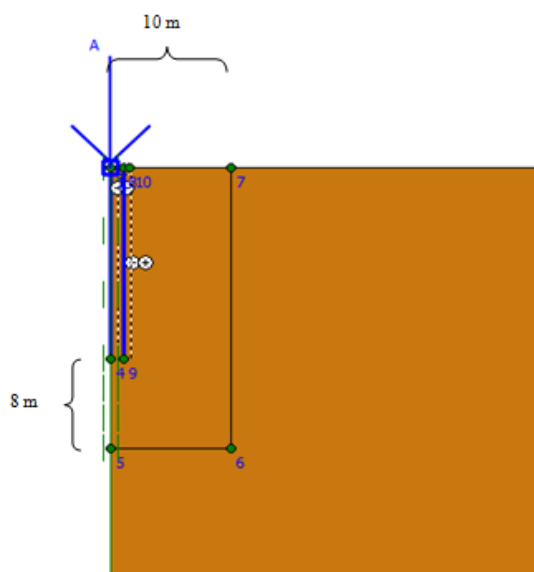


Figura 58 – Descrição da geometria do problema, fundação mista com três microestacas

A análise numérica consistiu na aplicação de um carregamento seguido de uma descarga. A carga utilizada é a carga de serviço concentrada, de valor 2067 kN, aplicada na microestaca central.

Foram realizadas várias análises numéricas, para as diferentes classes de maciço rochoso (I a IV), fazendo-se variar o espaçamento entre as microestacas, entre 1 m e 3 m, com incrementos de 0,5 m.

12.3. Análise de resultados

Os resultados retirados desta análise numérica são as percentagens da força axial absorvida por cada uma das microestacas. Mais uma vez os gráficos aqui apresentados não se encontram à mesma escala devido à diferença da variação da força axial absorvida (em percentagem) pelas microestacas (microestaca central e microestacas exteriores)

A Figura 59 e a Figura 60 dizem respeito à classe III de maciço rochoso.

A Figura 59 refere-se à força axial absorvida pela microestaca central. De acordo com o que está representado, a absorção da força axial aplicada por esta microestaca aumenta com o aumento do espaçamento entre as microestacas e diminui com o aumento do parâmetro de resistência da interface considerado.

A Figura 60 representa a força axial absorvida pelas microestacas exteriores. Neste caso, com o aumento do parâmetro de resistência da interface a força absorvida pela

microestaca referida diminui e, contrariamente ao anterior, diminui com o aumento do espaçamento (L) entre as microestacas.

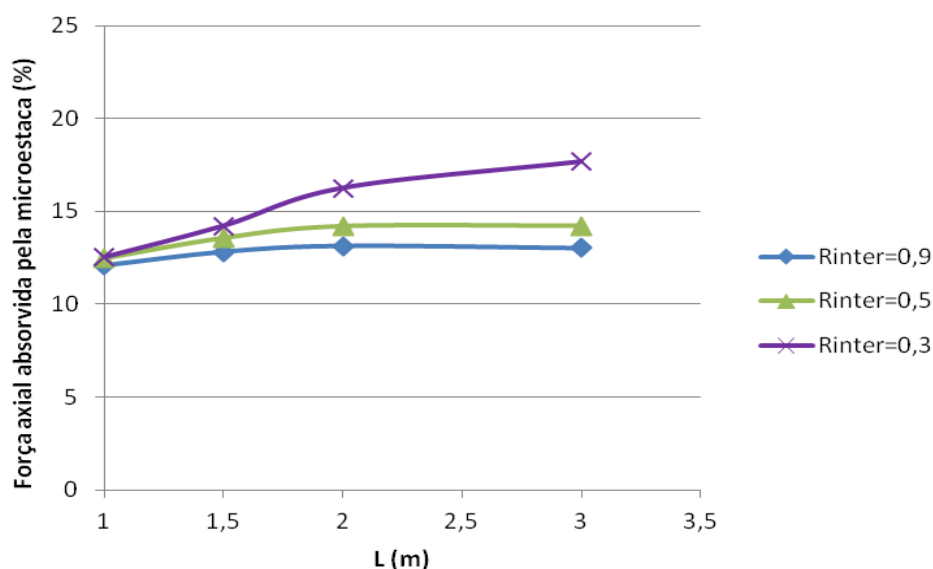


Figura 59 – Força axial absorvida pela microestaca central numa classe III de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9$; 0,5; 0,3 e L=1 m a 3 m

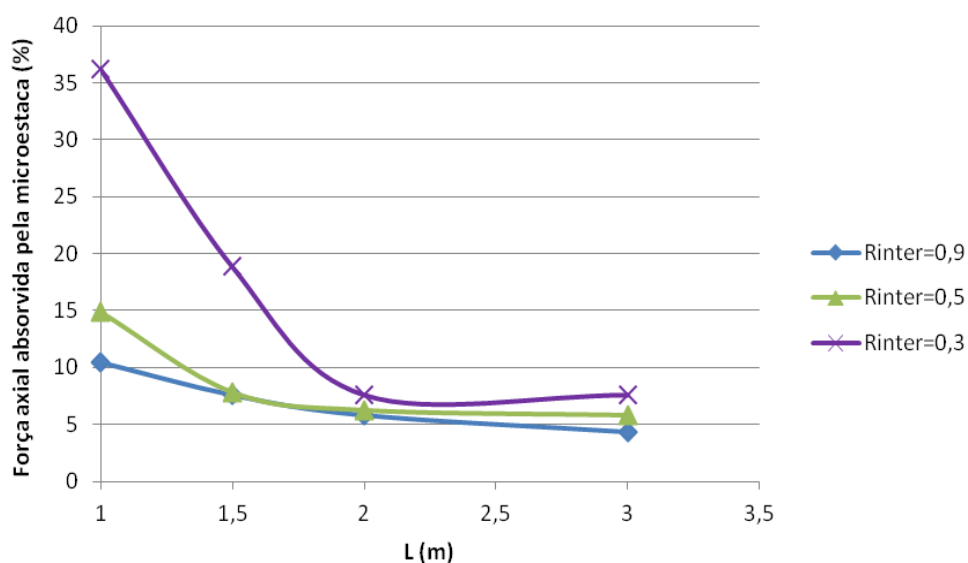


Figura 60 - Força axial absorvida pelas microestacas exteriores numa classe III de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9$; 0,5; 0,3 e L=1 m a 3 m

Em ambos os casos, as contribuições das microestacas para a fundação aumentam com a diminuição do parâmetro de resistência da interface, variando os valores da absorção da força axial entre 12 % e 13 %, para um $R_{inter}=0,9$ e 12% a 18% para um $R_{inter}=0,3$, no caso da microestaca central. No caso da microestaca exterior, para $R_{inter}=0,9$ a microestaca

absorve entre 6 % a 10 % de força axial e para $R_{inter}=0,3$ esses valores situam-se entre 8 % e 35 %.

Seguidamente apresentam-se os resultados para a classe IV de maciço rochoso.

A Figura 61 diz respeito à força axial absorvida pela microestaca central e a Figura 62 à força axial absorvida pela microestaca exterior.

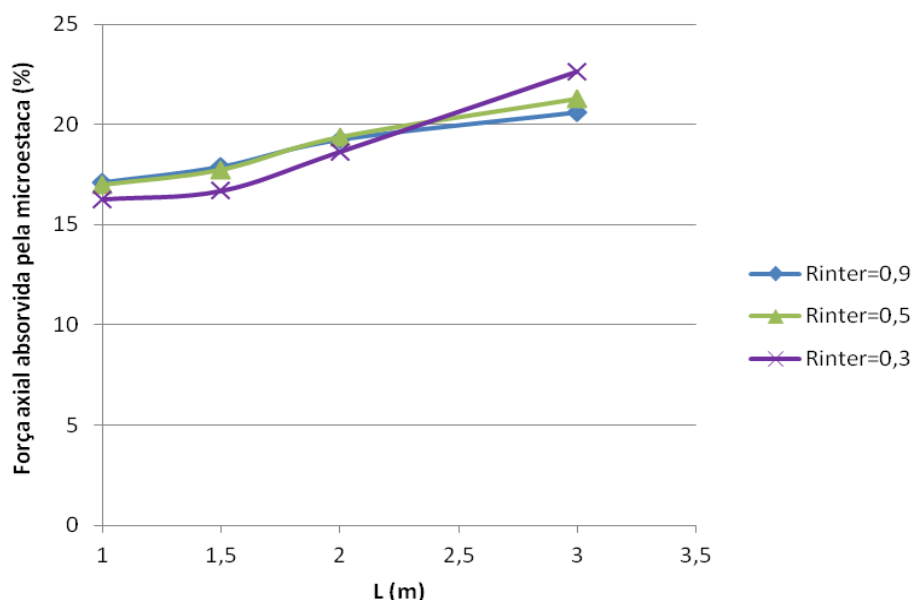


Figura 61 - Força axial absorvida pela microestaca central numa classe IV de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1$ m a 3 m

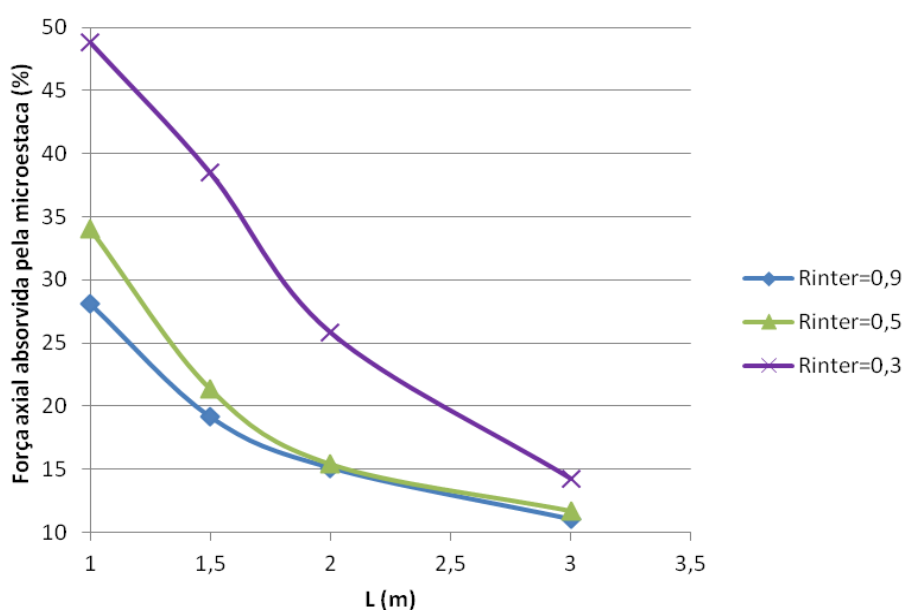


Figura 62 - Força axial absorvida pela microestaca exterior numa classe IV de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1$ m a 3 m

Tal como anteriormente, o contributo da microestaca central vai aumentando com o aumento da distância entre as microestacas e o contributo da microestaca exterior vai diminuindo com o aumento dessa mesma distância. Relativamente aos parâmetros de resistência da interface, em ambos os casos, a absorção da força axial pelas microestacas diminui com o aumento desse mesmo parâmetro.

A Figura 63 e a Figura 64 referem-se ambas à absorção da força axial para a microestaca central, estando cada uma delas associadas a uma classe de maciço rochoso, classe II e classe I, respetivamente.

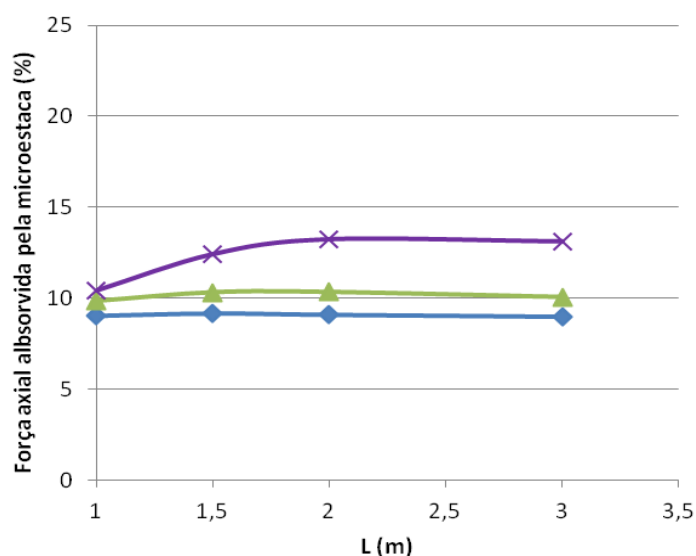


Figura 63 - Força axial absorvida pela microestaca central numa classe II de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1$ m a 3 m

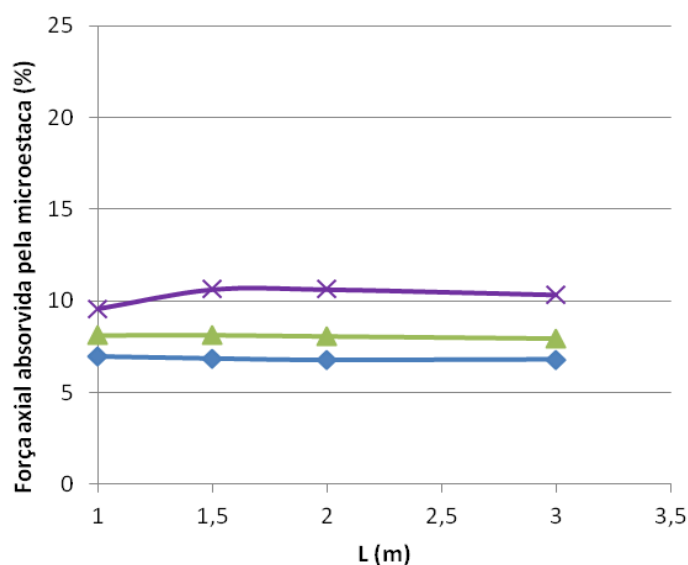


Figura 64 - Força axial absorvida pela microestaca central numa classe I de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1$ m a 3 m

Como é possível observar, para estas classe, que são caracterizadas por elevados módulos de deformabilidade, a contribuição da microestaca central para a fundação começa a estabilizar, aumentando apenas para baixos valores do parâmetro de resistência da interface.

Relativamente à contribuição da microestaca exterior, os resultados da força axial absorvida por esta, para a classe II e classe I, estão representados nas Figura 65 e Figura 66.

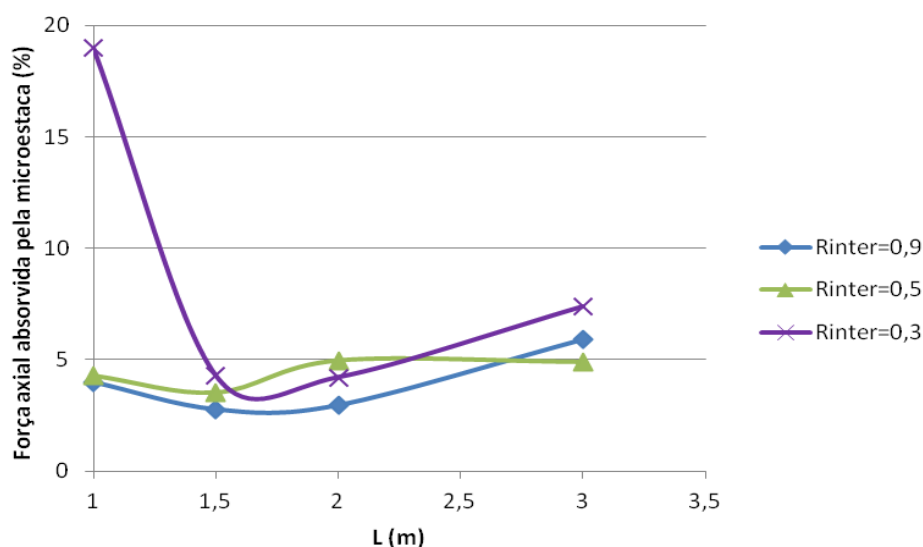


Figura 65 - Força axial absorvida pela microestaca exterior numa classe II de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1$ m a 3 m

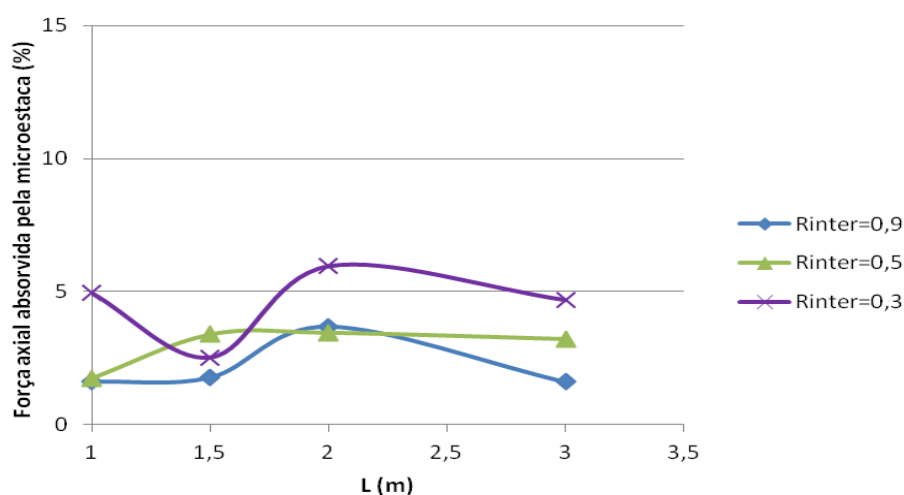


Figura 66 - Força axial absorvida pela microestaca exterior numa classe I de maciço rochoso: $R_{inter}=0,9; 0,5; 0,3$ e $L=1$ m a 3 m

Para módulos de deformabilidade desta grandeza (elevados módulos de deformabilidade), a presença da microestaca exterior deixa de fazer qualquer tipo de sentido.

Em geral, pode ainda ser concluído que, com o aumento das classes de maciço rochoso, ou seja, com a diminuição do módulo de deformabilidade do terreno, a contribuição de ambas as microestacas para a fundação vai diminuindo.

13. APLICAÇÃO NUM CASO PRÁTICO

13.1. Introdução

O presente capítulo apresenta a análise numérica de um caso real - Viaduto sobre o Vale do rio Corgo, designado como Viaduto do Corgo, ou seja, o caso tratado inicialmente.

Inicialmente foi feita análise numérica de um das fundações da obra descrita no capítulo 6, mais especificamente, o Viaduto do Corgo. A fundação analisada foi a fundação do pilar P18, fundação esta constituída por 248 microestacas e um maciço de encabeçamento com 3 m de altura e 22 m de largura. No centro do maciço de encabeçamento não existe fundação profunda (microestacas) estando, assim, as microestacas distribuídas apenas em torno deste maciço. A Figura 67 representa um esquema em planta da fundação do pilar P18 e a Figura 68 representa o corte transversal A-A' da mesma fundação. A localização deste corte encontra-se visível na Figura 67.

Além disso, de forma a por em prática os ábacos de pré-dimensionamento anteriormente desenvolvidos foi ainda feito o pré-dimensionamento de uma das microestacas da fundação analisada (microestaca mais próxima do eixo de simetria do pilar).

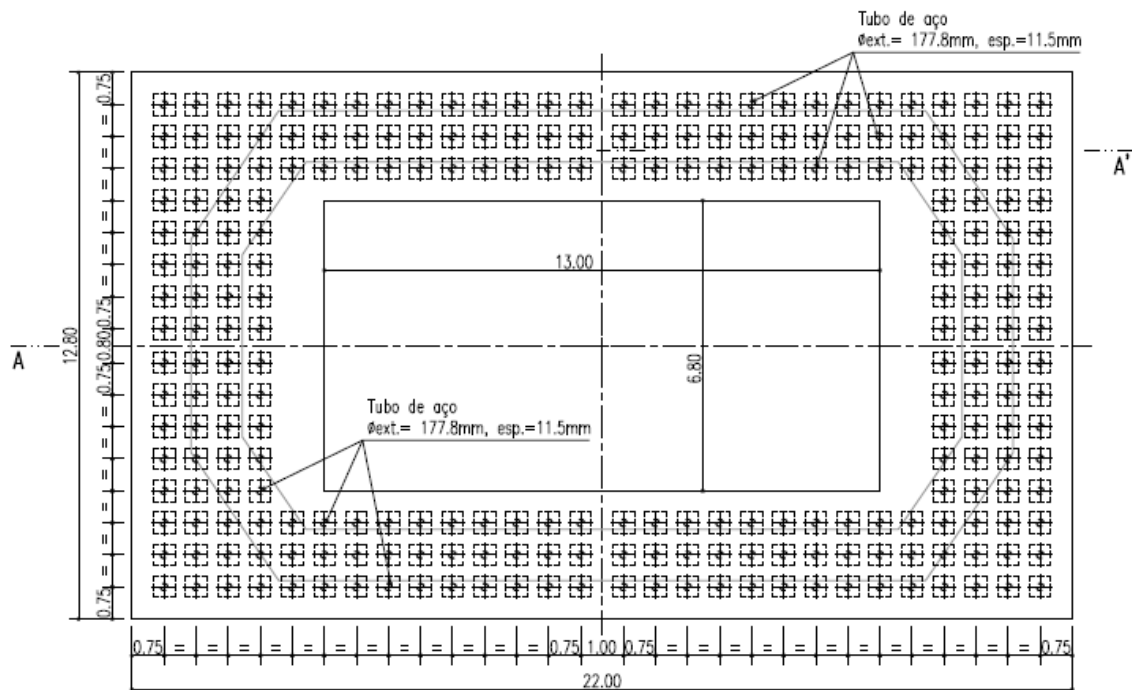


Figura 67 – Planta da fundação do pilar P18

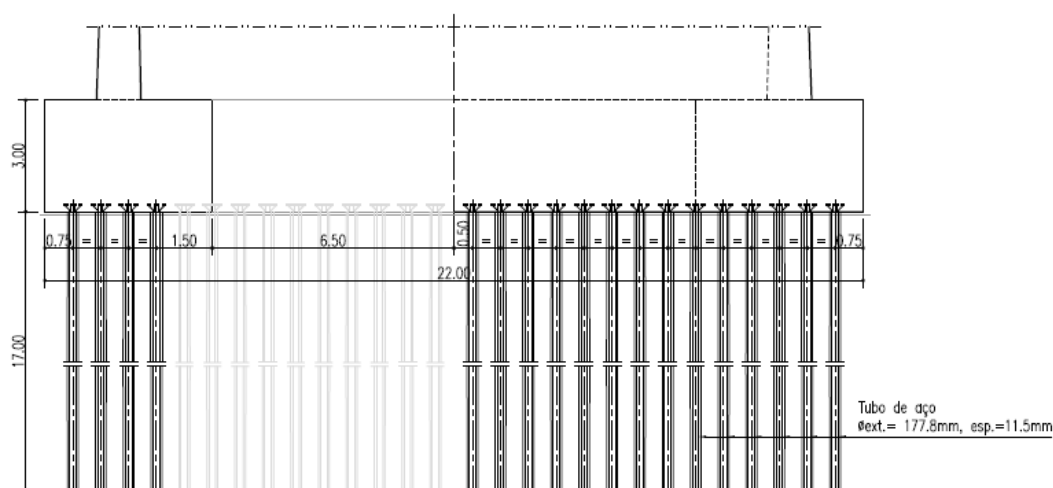


Figura 68 – Corte transversal A – A' da fundação do pilar P18

O principal objetivo deste pré-dimensionamento foi avaliar diretamente a percentagem de força axial que é absorvida pelas microestacas e, consequentemente, a que chega ao maciço de encabeçamento através dos ábacos produzidos anteriormente. Isso é possível sabendo apenas a classe de maciço rochoso (I a IV) em que se encontra implementada a fundação pois os ábacos de pré-dimensionamento são compostos por relação entre o módulo de deformabilidade e a percentagem da força axial absorvida pela microestaca.

Após conhecida a quantidade de força que é absorvida pela microestaca, tanto a microestaca como o maciço de encabeçamento foram dimensionados de maneira corrente.

A microestaca mais próxima do eixo da malha dessa fundação mista foi pré-dimensionada de três maneiras diferentes: tipo 1) pré-dimensionamento com recurso ao ábaco que contém os resumos de todos os resultados obtidos ($R_{inter}=0,9$; 0,7; 0,5 e 0,3) - Figura 40; tipo 2) pré-dimensionamento com recurso ao ábaco onde foram considerados apenas alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso ($R_{inter}=0,9$ para maciços da classe IV, $R_{inter}=0,7$ para maciços da classe III, $R_{inter}=0,5$ para maciços da classe II e $R_{inter}=0,3$ para maciços da classe I) - Figura 41; tipo 3) pré-dimensionamento com recurso ao ábaco constituído por uma única linha de aproximação a todos os resultados obtidos - Figura 42.

13.2. Análise numérica do problema

A realização da análise numérica iniciou-se com a criação do modelo geométrico representante do problema real a analisar.

Tal como no capítulo 9, inicialmente foi definida a geometria do problema. Adotou-se para a dimensão do terreno o valor de cinco vezes o comprimento da microestaca, ou seja, oitenta e cinco metros, tanto para a largura como para a profundidade da malha. Este foi considerado um maciço rochoso uniforme, com um único módulo de deformabilidade, mais concretamente 7 GPa. Os valores da coesão, do ângulo de atrito e do parâmetro de resistência da interface aqui utilizados foram 700 kN/m^2 , 40° e 0,9, respetivamente.

Relativamente à fundação, foram representadas 14 microestacas e um maciço de encabeçamento. Cada uma das 10 microestacas mais próximas do eixo da malha foi representada com uma rigidez equivalente a 6 microestacas e cada uma das 4 microestacas mais afastadas do eixo da malha foi representada com uma rigidez equivalente correspondente a 16 microestacas. Tanto as microestacas como o maciço de encabeçamento foram representados com sendo materiais elásticos. Mais uma vez, na análise numérica realizada tirou-se partido da simetria do problema.

O carregamento aplicado consistiu numa carga distribuída por todo o maciço de encabeçamento que representava o valor da carga real (1472064 kN) aplicada na base do pilar P18. Sabendo que, aproximadamente, 45 m^2 é a área onde está aplicada a força axial às 10 microestacas mais próximas do eixo da malha (microestacas representadas com uma rigidez equivalente correspondente a 6 microestacas) e que, aproximadamente, $20,5 \text{ m}^2$ é a área onde está aplicada a força axial às 4 microestacas mais afastadas do eixo da malha (microestacas representadas com uma rigidez equivalente correspondente a 16 microestacas), foi possível determinar o valor da carga distribuída em cada uma dessas áreas. Desta forma, dividindo o valor da carga real aplicada na base do pilar por cada uma das áreas anteriormente referidas conclui-se que 32713 kN/m^2 e 72695 kN/m^2 são as tensões axiais distribuídas aplicadas em cada uma dessas áreas, respetivamente.

A malha utilizada foi constituída por elementos de quinze nós com um refinamento médio.

A Figura 69 representa a geometria utilizada nesta análise numérica.

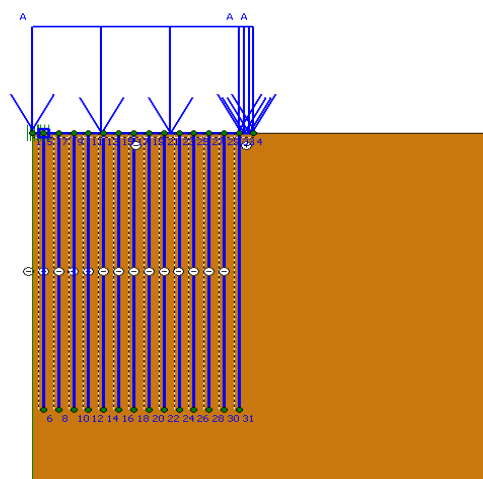


Figura 69 – Disposição da geometria do problema (não está representada toda a malha)

Após a realização da análise numérica conclui-se que a carga axial absorvida pelas microestacas diminui com o afastamento destas do eixo da malha.

A Tabela 25 e a Tabela 26 demonstram os resultados obtidos relativamente à força axial absorvida pelas microestacas constituintes do problema, desde a microestaca 1 (microestaca mais próxima do eixo da malha) até à microestaca 14 (microestaca mais afastada do eixo da malha). Sabendo que as 10 microestacas mais próximas do eixo de simetria correspondem a 6 microestacas da fundação do pilar P18 (pois estão representadas com rigidez equivalente a 6 microestacas) e que as 4 microestacas mais afastadas do eixo de simetria correspondem a 16 microestacas desse mesma fundação (pois estão representadas com rigidez equivalente a 16 microestacas) foi possível determinar a força axial absorvida por cada uma das microestacas existentes na fundação do pilar P18. Esses valores estão também representados na Tabela 25 e na Tabela 26.

Tabela 25 – Resultados obtidos relativamente à força axial absorvida pelas microestacas constituintes do problema

Designação	Força axial absorvida (kN)	Força axial absorvida pelas microestacas existentes na geometria do problema (%)	Força axial absorvida por cada microestaca da fundação do pilar P18(%)
Microestaca 1	1920	58,69	9,78
Microestaca 2	1910	58,39	9,73
Microestaca 3	1900	58,09	9,68
Microestaca 4	1890	57,78	9,62
Microestaca 5	1870	57,16	9,52
Microestaca 6	1860	56,85	9,48

Tabela 26 - Resultados obtidos relativamente à força axial absorvida pelas microestacas constituintes do problema (continuação da Tabela 25)

Designação	Força axial absorvida (kN)	Força axial absorvida pelas microestacas existentes na geometria do problema (%)	Força axial absorvida por cada microestaca da fundação do pilar P18(%)
Microestaca 7	1830	55,94	9,32
Microestaca 8	1810	55,33	9,22
Microestaca 9	1790	54,75	9,11
Microestaca 10	1780	54,41	9,07
Microestaca 11	7320	50,35	3,15
Microestaca 12	6160	42,37	2,65
Microestaca 13	5720	39,34	2,46
Microestaca 14	5100	35,08	2,19

13.3. Pré-dimensionamento tipo 1)

O primeiro ábaco utilizado foi o ábaco descrito na Figura 40, ou seja, o ábaco de pré-dimensionamento constituído pelo resumo de todos os resultados obtidos, ou seja, para parâmetros de resistência de interface de valores 0,9; 0,7; 0,5 e 0,3.

Sabendo as características do maciço rochoso, nomeadamente o seu módulo de deformabilidade, e o parâmetro de resistência da interface presente entre este e a fundação é possível observar diretamente do ábaco a percentagem de força axial aplicada exteriormente que é absorvida por cada microestaca.

Neste caso específico, como se trata de um maciço rochoso maioritariamente granítico, mediano a pouco alterado e fraturado, em que o módulo de deformabilidade se encontra entre 7 GPa e 8 GPa, e o parâmetro de resistência da interface é, aproximadamente, 0,9, pode ser estimado que a quantidade de força axial que será absorvida pela microestaca é de, aproximadamente, 58 % a 59 % da força exterior a que a fundação mista está sujeita.

De modo a confirmar estes resultados, as linhas exponenciais que caracterizam os diversos parâmetros de resistência da interface estão caracterizadas por uma equação, da qual resulta o valor, em percentagem, da força axial absorvida por cada microestaca. Essa equação pode ser observada no lado superior direito da Figura 40.

A Tabela 27 expõe a percentagem de força axial aplicada externamente absorvida pela microestaca para os diferentes parâmetros de resistência da interface, percentagem essa resultante da equação caraterística de cada uma delas.

Tabela 27 – Valores da força axial absorvida pela microestaca calculados através da equação caraterística de cada uma das linhas potenciais das resistências de interface (da Figura 40)

Parâmetro de resistência de interface	Equação caraterística	Força axial absorvida pela microestaca (%)
0,3	$Y=68,611X^{-0,173}$	48,42
0,5	$Y=74,562X^{-0,179}$	51,99
0,7	$Y=80,475X^{-0,175}$	56,56
0,9	$Y=81,151X^{-0,164}$	58,3

Pode ser concluído que para um maciço rochoso caraterizado por um módulo de deformabilidade entre 7 GPa a 8 GPa, com R_{inter} de 0,9, a força axial absorvida pela microestaca será de, aproximadamente, 58 %. Por consequência a força que o maciço de encabeçamento irá absorver será de 42 % da força a que a fundação mista está sujeita.

13.4. Pré-dimensionamento tipo 2)

Seguidamente apresentam-se os resultados para este mesmo caso mas utilizando o ábaco da Figura 41, estando neste o ábaco considerados os resultados referentes a alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso ($R_{inter}=0,9$ para maciços da classe IV, $R_{inter}=0,7$ para maciços da classe III, $R_{inter}=0,5$ para maciços da classe II e $R_{inter}=0,3$ para maciços da classe I).

Tal como anteriormente, sabendo as caraterísticas do maciço rochoso, nomeadamente o seu módulo de deformabilidade, observa-se diretamente do ábaco a percentagem de força axial que é absorvida pela microestaca. A única diferença aqui existente é que este ábaco é constituído apenas por uma única linha exponencial que foi aproximada aos resultados de apenas alguns valores do parâmetro de resistência de interface para cada classe de maciço rochoso.

Analisando a Figura 41 e tendo em conta os valores do módulo de deformabilidade do maciço rochoso em causa, ou seja, 7 GPa a 8 GPa, observa-se que a força axial absorvida pela microestaca é, aproximadamente, 57 % a 58 %. Este valor pode ainda ser

confirmado através da equação característica da linha exponencial que está representada no lado superior direito da Figura 41.

13.5. Pré-dimensionamento tipo 3)

Por fim, a Figura 42 representa o último ábaco de pré-dimensionamento.

Este ábaco, tal como foi descrito no sub-capítulo 12.3, aproxima numa única linha exponencial e para todos os parâmetros de resistência da interface em qualquer classe de maciço rochoso (I a IV), os valores da absorção da força axial aplicada exteriormente por parte da microestaca.

Utilizando este ábaco de pré-dimensionamento no caso prático em questão depreende-se que, para os valores que caracterizam o maciço rochoso presente, a microestaca absorve cerca de 54 % a 55 % do total da força axial aplicada.

Igualmente aos ábacos anteriores, a linha exponencial aqui presente também é caracterizada por uma equação que está representada na Figura 42.

13.6. Conclusões

Sendo este caso, o Viaduto do Corgo, o caso tratado anteriormente com o programa PLAXIS 2C v.8.6. é possível fazer comparações entre os resultados obtidos nas análises numéricas realizadas com os resultados obtidos pelos ábacos de pré dimensionamento, pois estão presentes maciços rochosos com as mesmas características.

A Tabela 28 resume os resultados da força axial absorvida pela microestaca mais próxima do eixo da malha nos diferentes casos de estudo.

Tabela 28 – Comparação de resultados dos diferentes casos de estudo

Casos de estudo	Força axial absorvida pela microestaca (%)
Análise numérica com o programa PLAXIS	58,69
Primeiro pré-dimensionamento	58 - 59
Segundo pré-dimensionamento	57 - 58
Terceiro pré-dimensionamento	54 - 55

Correspondendo o primeiro caso à análise numérica da microestaca mais próxima do eixo da malha do pilar P18bis através do programa PLAXIS 2D v.8.6., conclui-se que o valor de percentagem de força axial externa absorvida pela microestaca é de 56,81 %.

De acordo com os ábacos de pré-dimensionamento, essa percentagem é de 58 a 59 % no primeiro pré-dimensionamento, de 57 a 58 % no segundo e de 54 a 55 % no último.

Conclui-se, assim, que a discrepância existente entre os valores obtidos é muito pequena.

14. ESTUDO ECONÓMICO

14.1. Introdução

Tendo sido já referido no capítulo 4, as fundações mistas são uma solução de interesse a nível económico quando a fundação superficial não é aceitável e quando a qualidade do terreno não é suficiente para a aplicação de uma fundação profunda.

Estas permitem uma diminuição do número ou largura das estacas, o que se reflete numa redução dos custos quando comparadas às fundações profundas constituídas por estacas tradicionais.

14.2. Relação custo-módulo de deformabilidade do maciço de fundação

Neste sub-capítulo foi analisada a relação entre o custo das microestacas (em função do seu comprimento) e as características do terreno de fundação, nomeadamente o seu módulo de deformabilidade, com o objetivo de perceber se a solução de fundação mista é ou não viável em termos económicos nesse terreno em questão.

Tal como foi concluído anteriormente aos resultados obtidos nas modelações numéricas, dependendo do maciço rochoso em que se encontra instalada a fundação, apenas parte da microestaca é que absorve o esforço axial aplicado exteriormente. No caso do Viaduto do Corgo essa absorção dá-se nos primeiros 5 ou 6 m de profundidade, sendo a partir daí praticamente constante e nula.

Desta forma, foi possível retirar das modelações numéricas realizadas anteriormente o comprimento da microestaca que se encontra em funcionamento para cada classe de maciço rochoso (I a IV). Assim, foi possível construir um gráfico que relaciona o comprimento de funcionamento da microestaca e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

A Figura 70 representa um mesmo gráfico. Neste caso estão resumidos todos os resultados obtidos, ou seja, estão presentes os resultados para os parâmetros de resistência da interface com valores de 0,9; 0,7; 0,5 e 0,3. Os conjuntos de resultados foram aproximados por uma linha exponencial (Equação (43)). A sua equação e o coeficiente de determinação (R^2) estão incluídos na Figura 70.

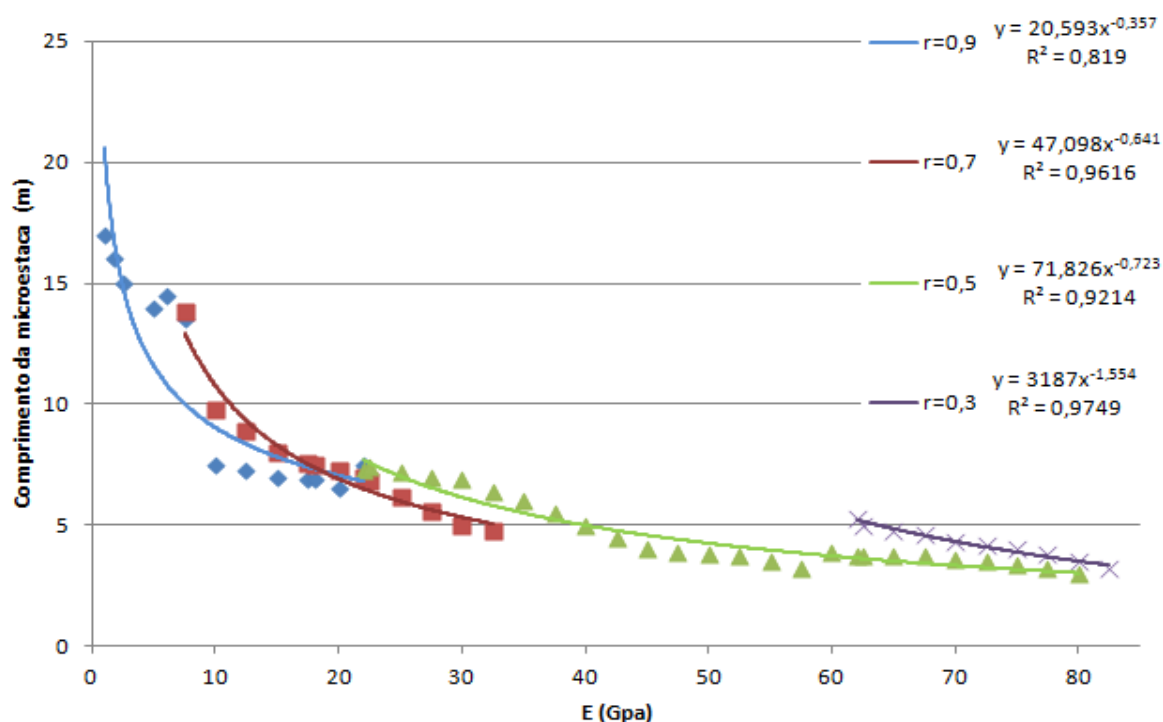


Figura 70 – Relação entre comprimento da microestaca e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso para todos os resultados obtidos: $R_{inter}=0,9; 0,7; 0,5$ e $0,3$

Da análise da Figura 70 conclui-se que contribuição da microestaca na fundação diminui com o aumento do módulo de deformabilidade do terreno e com a diminuição do parâmetro de resistência de interface considerada (através de R_{inter}). Isto significa que, nestas condições, o comprimento da microestaca que absorve a força axial exterior vai diminuindo, implicando, assim, menos custos.

Seguidamente, na Figura 71, apresenta-se um gráfico onde estão considerados apenas alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso.

Para a sua construção foram apenas selecionados parte dos resultados das análises numéricas realizadas. Assim, para as quatro classe de maciço rochoso consideradas (I a IV) foram usados os resultados das análises obtidos com um dado valor do parâmetro de resistência de interface (R_{inter}).

Para maciços de classe IV, com menores módulos de deformabilidade, apenas se usaram os resultados obtidos com $R_{inter}=0,9$. Para maciços de classe III, onde o módulo de deformabilidade varia entre 6 GPa e 20 GPa, os valores de R_{inter} usados foram de 0,7. Na classe II, classe de maciço rochoso que tem a variação do módulo de deformabilidade entre 20 GPa e 60 GPa, o parâmetro de resistência de interface usado foi de 0,5 e para maciços de classe I, mais rígidos, usou-se o valor de 0,3 para o R_{inter} .

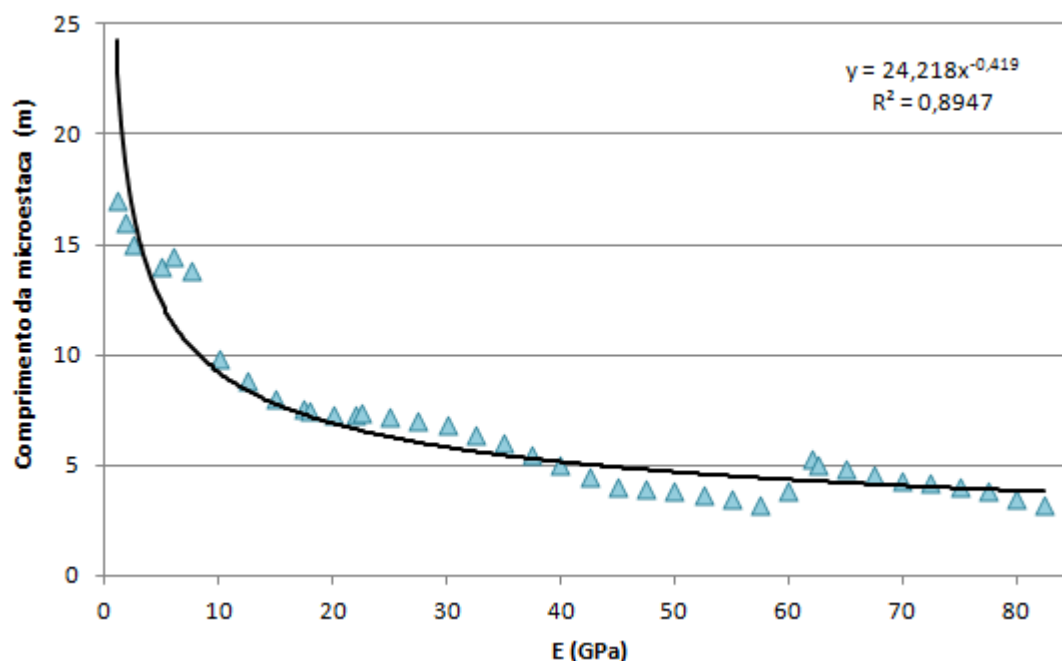


Figura 71 – Relação entre o comprimento da microestaca e o módulo de deformabilidade do maciço rochoso onde estão considerados apenas alguns valores de R_{inter} para cada classe de maciço rochoso

Tal como anteriormente, a contribuição da microestaca diminui com o aumento do módulo de Deformabilidade do maciço rochoso, diminuindo, consequentemente, os custos.

14.3. Conclusões

A possível conclusão a retirar da relação comprimento da microestaca - módulo de deformabilidade do maciço rochoso é que com o aumento do módulo de deformabilidade do terreno, ou seja, com a diminuição da classe de maciço rochoso, o comprimento das microestacas que absorve a força axial aplicada exteriormente diminui. Isto acontece pois quanto mais rígido é o terreno, menor a zona da microestaca que se encontra em funcionamento, isto é, o comprimento da microestaca que absorve o esforço axial aplicado exteriormente é menor.

Como consequência da diminuição da contribuição da microestaca na fundação mista há a diminuição dos custos desta.

15. CONCLUSÕES

A presente dissertação incide, particularmente, no estudo de fundações mistas, fundações estas constituídas por uma fundação superficial (maciço de encabeçamento) e uma fundação profunda (neste caso, microestacas), quando estas são executadas em terrenos de boa a média qualidade.

De forma a cumprir com objetivos inicialmente estipulados procedeu-se à realização de várias modelações numéricas a partir dos resultados obtidos de um ensaio de carga de compressão. Esse ensaio foi realizado a uma microestaca de ensaio pertencente às fundações de um pilar, pilar P18bis, da obra Viaduto do Corgo.

Relativamente ao capítulo 9, onde se fez a aproximação dos resultados obtidos nas modelações numéricas aos resultados observados no ensaios ao pilar P18bis, conclui-se que esses mesmos resultados tinham discrepâncias de quase 50 %. Os motivos para tais discrepâncias podem estar relacionados com o facto de a microestaca não ter comportamento elástico linear ou podem estar relacionados com o parâmetro da resistência da interface presente entre o maciço rochoso e a microestaca. Uma outra conclusão importante a retirar deste capítulo é que a microestaca absorve cerca de 49 % da força axial aplicada, diminuindo essa absorção com a profundidade e mantendo-se constante e praticamente nula a partir dos 5 ou 6 m de profundidade. Isto implica dizer que o maciço de encabeçamento contribui significativamente para a fundação mista.

Com os resultados retirados das modelações numéricas realizadas foi possível a construção de ábacos de pré-dimensionamento para as várias classes de maciço rochoso (I a VI). Estes ábacos têm como finalidade o auxílio no pré-dimensionamento de uma fundação mista e podem ser observados no capítulo 11. Através da sua análise e sabendo o módulo de deformabilidade do maciço rochoso em que se encontra implementada a fundação, é possível estimar a quantidade (em percentagem) de força axial aplicada exteriormente que a microestaca absorve, encaminhando-se a restante para o maciço de encabeçamento. De uma maneira geral, após a análise dos ábacos de pré-dimensionamento construídos, conclui-se que a contribuição da microestaca numa fundação mista diminui com o aumento das qualidades do maciço rochoso em que está inserida, ou seja, com o aumento do seu módulo de deformabilidade.

Adicionalmente foram realizadas modelações numéricas onde se fez variar a dimensão do maciço de encabeçamento com o objetivo de estimar a contribuição do

maciço de encabeçamento para a fundação mista. Além disso, ainda foram desenvolvidas outras modelações com diferente geometria, sendo aqui a fundação mista constituída por três microestacas. Para este caso o objetivo era observar o contributo de cada uma delas na fundação e, para isso, fez-se variar o espaçamento entre elas, para as diferentes classes de maciço rochoso (I a IV).

Em relação à variação do maciço de encabeçamento foram realizados dois tipos de modelações numéricas: a) aplicação de uma carga concentrada; b) aplicação de uma carga distribuída. No caso a) é possível concluir que o efeito da variação do maciço de encabeçamento, tanto em termos de largura como em termos de secção transversal na contribuição da microestaca para a capacidade de carga da fundação, é praticamente insignificante. No caso b) conclui-se que, em qualquer classe de maciço rochoso (I a IV), a força axial absorvida pela microestaca aumenta com o aumento da largura maciço e mantém-se constante com o aumento da sua área transversal. Uma possível justificação para este acontecimento é que o aumento da largura do maciço implica um aumento do seu volume e, consequentemente, do seu peso. Isto faz com que a microestaca, além de absorver parte da força axial aplicada, absorva também o aumento do peso do maciço. No entanto é realçar que este tipo de carregamento não é muito realista já que a carga distribuída nunca está aplicada em toda a largura do maciço de encabeçamento. Esta está apenas aplicada na vizinhança do pilar.

Relativamente às modelações numéricas realizadas para fundações mistas constituídas por três microestacas resume-se que o contributo da microestaca central aumenta com o aumento da distância entre as microestacas e o contributo da microestaca exterior diminui com o aumento dessa mesma distância, nas classe III e IV de maciços rochosos. Nas classe I e II, caracterizadas por elevados módulos de deformabilidade, a contribuição da microestaca central para a fundação mista começa a estabilizar e a presença da microestaca exterior deixa de fazer sentido.

Posteriormente foi feita uma análise numérica a uma fundação mista constituída por 248 microestacas e respetivo maciço de encabeçamento, do caso real Viaduto do Corgo, caso analisado anteriormente. Além disso, foram ainda aplicados a uma microestaca desta fundação (microestaca mais próxima do eixo da malha) os resultados referentes aos ábacos de pré-dimensionamento. A análise destes ábacos permitiu estimar diretamente a percentagem de força axial externa absorvida por parte da respetiva microestaca. Após conhecida esta quantidade, tanto a microestaca como o maciço de encabeçamento podem

ser dimensionados de maneira corrente. Os valores obtidos neste pré-dimensionamento foram semelhantes aos obtidos na análise numérica realizada à mesma microestaca.

Por fim, no capítulo 15 faz-se referência a um estudo económico realizado para fundações mistas. Para isso foram desenvolvidos gráficos que relacionam o comprimento da microestaca que absorve a força axial exterior (já que a partir de uma certa profundidade a sua absorção é praticamente nula) de acordo com as diferentes classes de maciço rochoso (I a IV). Após a análise destes gráficos observou-se que o comprimento da microestaca que absorve a força axial aplicada exteriormente diminui com o aumento do módulo de deformabilidade do maciço rochoso. Isto permite concluir que quanto mais rígido é o terreno menor parte da microestaca absorve a força axial exterior, logo mais económica é a fundação. Assim, estes gráficos permitem estimar quando é que a solução de fundação mista é ou não económica no terreno em questão.

Tendo como objetivos o desafio de uma pertinente investigação e uma futura análise mais detalhada e profunda, destacam-se algumas situações que não foram abordadas neste trabalho.

Seria do maior interesse a utilização de métodos para estimar as características do maciço de fundação, já que os métodos aqui utilizados (correlações através de gráficos e tabelas) podem induzir erros significativos.

Relativamente ao parâmetro de resistência de interface existente entre microestaca-maciço rochoso e maciço de encabeçamento-maciço rochoso seria pertinente desenvolver uma pesquisa com o objetivo de estimar intervalos de valores admissíveis deste parâmetro para as diferentes classes de maciços rochosos.

Poderiam também ser realizadas as análises numéricas aqui desenvolvidas em outros programas de elementos finitos de modo a serem comparados resultados.

Por último seria importante o desenvolvimento de análises numéricas tridimensionais de modo a representar a geometria do problema o mais próximo da realidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Análise, C.e. (2009). "Prova de Carga Dinâmica." 2011, de <http://www.consultoriaeanalise.com/2009/06/prova-de-carga-dinamica.html>

Andraos, N.C. (2009), Ensaio de Carregamento Dinâmico em Estacas Moldadas in loco: Contribuições para a seleção do sistema de impacto e amortecimento a partir de retro-análise, Universidade do Paraná, 223.

Araújo, G.L.S. (2009), Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos, Universidade de Brasília, 143.

Barata, V. (2009). "*Subconcessão Auto-Estrada Transmontana*": 36.

Barros, M. (2003). "*Fundações*". São Paulo: 30.

Bermingham (2006). "*40 MN Statnamic Load Test*". Miami.

Bieniawski, Z.T. (1989), *Engineeting Rock Mass Classifications*,

Borel, S. (2001), *Comportement et dimensionnement des fondations mixtes*, LCPC, 241.

Bowles, J.E. (1997), *Foundation Analysis and Design*, 1168.

Carreto, P. (1989). "*Reforço de Fundações*". Conferência de Geotecnia: 24.

Cavalcante, E.H. (2005). "*Fundações Profundas*". **2011**.

Chaves, B. (2011). "Vila Real." 2012, de <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=602188&page=35>.

Costa, S.d. (2012). "Viaduto do Corgo." 2012, de <http://www.facebook.com/pages/Viaduto-do-Corgo-Auto-Estrada-Transmontana/166987403337099>.

Engenharia, R.-S.d. (2010). "Prova de Carga Estática." Analisado em 06/11/2011, 2011, de <http://www.redav.com.br/portal/index.php/controle-de-qualidade/prova-de-carga-estatica>.

Geotecnia, F.I.S. (2009). "Prova de Carga Dinâmica - PDA." Analisado em 06/11/2011, 2011, de <http://www.fugroinsitu.com.br/servicos.php?id=8>.

Gonçalves, J.F.C. (2010), Influência da Esbelteza no Comportamento de Microestacas, Universidade Técnica de Lisboa, 208.

Lança, P. (2008). "Processos de Construção - Fundações." Analisado em 05/11/2011, 2011, de http://www.estig.ipbeja.pt/~pdnl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap3_Fundacoes_web.pdf.

Limited, E.E.a.C. (2011). "Micropiles." Analisado em 04-11-2011, 2011, de <http://www.ebseng.com/cms/view/127/Micropiles>.

Soluções de Fundações Mistas – Caso do viaduto do Corgo

Lobo, B.d.O. (2005), Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT, Porto Alegre, 121.

Melo, A. (2011). "Ponte do Corgo". 2012, de <http://www.flickr.com/photos/59868744@N03/5954580735/>.

Mendonça, A. (2010). *"Viaduto do Corgo - Ensaio de Carga das Microestacas"*. Porto: 20.

Mendonça, A. (2011). *"A Detenção de Oportunidades e a Inovação"*. WIP, Soares da Costa. 02.

Neves, L.F.d.S. (2010). "Dicionário de Engenharia Geotécnica e Fundações." 1º Edição. Analisado em 11/11/2011, 2011, de <http://www.dicionariogeotecnico.com.br/album/album.php?album=geotecnia/ensaios/estatica&link=camp>.

Neves, M.J.N.d. (2010), Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações, Universidade Técnica de Lisboa, 165.

NP-EN-1997-1 (2010); *Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico; Parte 1: Regras gerais*; 179.

Profound (2012, 03/01/2012). "Professional Pile Testing Equipment Geotechnical Monitoring Systems." 2012, de <http://www.profound.nl/index.html>

Ramos, L.eLourenço, P.B. (2000). *"Análise das Técnicas de Construção Pombalina e Apreciação do Estado de Conservação Estrutural do Quarteirão do Martinho da Arcada"*. Guimarães, Portugal: 46.

Sampaio, D. (2011). "Fundações com Micro-estacas." 2011, de <http://dennysfs.blogspot.com/2011/06/fundacoes-com-micro-estacas.html>

Soares, F.L. (2002), Análise de Provas de Carga Dinâmica em Tubulões a Céu Aberto no Campo Experimental de Fundações da EESC/USP, Universidade de São Paulo, 158.

Soares, J.M.D. (2012), Fundações Profundas - Carga Admissível, Universidade Federal de Santa Maria, de http://www.ufsm.br/engcivil/Material_Didatico/ECC1009_Fundacoes_A/Apostila/7_Fundacoes_profundas_Carga_Admissivel.pdf

Wyllie, D.C. (1999), *Foundation on Rock*, Londres, E&FN SPON

Nota: apresentados segundo a NP405 - Informação e Documentação: Referências Bibliográficas